

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de TLEMCEM
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
de MASTER en Génie civil
Option : Structures.

Thème:

**Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé à usage d'habitation et
administratif à Mansourah**

Présenté en juin 2018 par :

GHENNOU Alaeddine

ABDESSELAM Ismail

Devant le Jury composé de :

Pr ALLAL M. A.
Pr BEZZAR A.
Dr AYAD F.
Dr RAS A.

Président
Examineur
Examineur
Encadrant

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2017-2018

REMERCIEMENT

Avant tous, nous remercions dieu le plus puissant qui nous a donné la santé, la force, la volonté, la patience et le courage pour entamer et terminer ce projet.

Nous voudrions remercier aussi tout particulièrement notre encadrant Dr RAS A. qui nous a suivis tout au long de ce travail, c'est grâce à ces précieux conseils avisés et son soutien qu'on a pu mener et terminer ce travail.

Sans oublier le président de jury Pr ALLAL M A. ainsi que les examinateurs Pr BEZZAR A. et Dr AYAD F. d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à cette réussite, et qui nous ont aidé à arriver jusqu'à cette étape de notre vie.

DEDICACE

Je dédie ce travail, fruit de cinq années de travail à :

- + Mes parents, dont je suis la grande fierté ; et qui m'ont soutenue pendant toute ma vie scolaire.*
- + Mes amis avec qui j'ai passé d'agréables moments au sein de l'université.*
- + A mon cher ami et mon binôme Ismail qui je souhaite d'immenses succès dans sa vie.*
- + Sans oublier toute la famille GHENNOU et les membres de ma famille qui m'ont soutenu et encourager.*
- + A toute la promotion 2018*
- + Et à toutes les personnes qui ont m'aider de près ou de loin.*

GHENNOU Alaeddine

DÉDICACE

je dédie ce travail :

- + Mes chers parents, qui mon toujours derrière moi et à mes cotés avec ses encouragements jusqu'à terminer cette formation.*
- + Toute ma famille ABDESSELAM.*
- + Mon ami et mon binôme Alaeddine.*
- + Mes amis de la promotion*
- + Et toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé d'une manière ou d'une autre.*

ABDESSELAM Ismail

Résumé

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment R+9 avec un sous-sol en béton armé implanté à la wilaya de Tlemcen, cette région est une zone de faible sismicité (zone I, selon RPA 99V2003).

Ce travail se compose en deux parties principales :

- ✚ La première partie est basée sur une étude complète de la conception et de l'étude de la structure. Cette partie est divisée en plusieurs chapitres :
 - L'introduction et la description de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés (béton, acier).
 - Descente de charges et pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).
 - L'étude des éléments secondaires (poutrelles, escalier, acrotère, balcon, ascenseur, dalle pleine).
 - L'étude dynamique de la structure par le logiciel SAP2000 version 14.2.4 pour déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).
 - L'étude des éléments structuraux avant et après séisme (poteau, poutre, voile, radier général), pour déterminer le ferrailage de chaque élément
- ✚ Dans la deuxième partie, on va appliquer un système de dissipation de l'énergie sismique par isolation à la base de la structure. Ceci enlevant les contreventements pour analyser son comportement

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Séisme, appuis parasismiques

Abstract:

This project is a detailed study of a building R + 9 with reinforced concrete, located in the wilaya of Tlemcen, this region is a weak seismic zone (zone I, according to RPA 99V2003).

This work consists of two main parts:

- ✚ The first part starts with a complete study of the design. This study of the structure is divided into several chapters:

- Introduction and description of the elements of structure as well as the characteristics of the materials used (concrete, steel).
 - Expenses descent and meadow-sizing of the structural elements (posts, beams, veils)
 - The study of the secondary elements (girders, staircase, acroterion, balcony, lift, full slab).
 - The dynamic study of the building to choose the system of bracing and to determine different solicitations due to loads, and at the end to assure the stability of structure by using the software «SAP 2000 V 14»
 - The study of the resistant elements of structure (post, beam, veil, remove general).
- ✚ In the second part we will apply a seismic dissipation system with isolation at the base of the structure and removing the shear veils.

Key works: Building, Reinforced concrete, Seism, seismic support

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مفصلة لبناية سكنية و تجارية تتألف من طابق تحت أرضي، طابق أرضي + 9 طوابق بوالية تلمسان المصنفة في المنطقة 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

اشتملت الدراسة على محورين أساسيين :

✚ المحور الأول:

- مقدمة ووصف عناصر البناية و كذلك مواد البناية (الخرسانة و الفولاذ)
- معالجة نزل الحمولات و كذلك أبعاد العناصر المكونة للمبنى
- حساب مختلف الروافد و العناصر الثانوية مثل المسند، المدرجات
- الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج SAP2000
- حساب تسليح العناصر المقاومة للبناية، الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات

✚ المحور الثاني:

سنقوم بتطبيق نظام من تبديد الطاقة الزلزالية عن طريق العازل في القاعدة و شرح كيفية عمل هذه أجهزة

الكلمات المفتاحية: العَمارة، الخرسانة اسمنت، الدعامة الزلزالية

SOMMAIRE :

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation du projet	1
I.2.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.2.2 Caractéristiques géométriques	1
I.2.3 Conception de l'ouvrage	2
I.3 Caractéristique mécanique des matériaux	3
I.3.1 Le béton	3
I.3.2 L'acier	6
I.4 Hypothèses de calcul	8
I.5 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	8

Chapitre II: Descente de charges et pré dimensionnement

II.1 Descente de charge.....	9
II.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher	9
II.1.2 Descente des charges	9
II.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux	13
II.2.1 Introduction	13
II.2.2 Pré dimensionnement des poteaux	13
II.2.3 Pré dimensionnement des poutres	15
II.2.4 Récapitulation de pré dimensionnement	16
II.2.5. Pré dimensionnement des voiles	16
II.3 Conclusion	17

Chapitre III: Etude des éléments secondaire

III.1 Etude du plancher	18
III.1.1 Introduction	18
III.1.2 Dimensionnement du plancher	18
III.1.3 Dimensionnement des poutrelles	18
III.1.4 Différentes charges des poutrelles	19
III.1.5 Types des poutrelles	19
III.1.6 Calcul de largeur b de la poutrelle	20
III.1.7 Détermination des efforts internes	20
III.1.8 Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)	25

III.1.9 Ferrailage de la dalle de compression.....	31
III.2 Etude de l'acrotère	32
III.2.1 Introduction	32
III.2.2 Evaluation des charges	32
III.2.3 Détermination du Ferrailages	34
III.3 Dalle pleine Balcon	35
III.3.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle	36
III.3.2 Combinaisons d'action	36
III.3.3 Calcule moment et effort tranchant	36
III.3.4 Calcule du ferrailage de la dalle plein balcon	37
III.3.5 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon	39
III.4 Étude des escaliers	40
III.4.1 Dimensionnement des escaliers	40
III.4.2 Les différents types d'escaliers	41
III.4.3 L'inclinaison de la paillasse.....	41
III.4.4 L'épaisseur de la paillasse (e_v).....	42
III.4.5 L'épaisseur de palier (e_p).....	42
III.4.6 Descente des charges sollicitant l'escalier	43
III.4.7 Evaluation des sollicitations	44
III.4.8 Etude de la poutre palière	49
III.5 Etude de l'ascenseur	52
III.5.1 Introduction	52
III.5.2 Epaisseur de la dalle d'ascenseur	52
III.5.3 Evaluation des charges	53
III.5.4 Vérification au poinçonnement	53
III.5.5 Evaluation du moment	54
III.5.6 Calcul du ferrailage	56
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1 Introduction	62
IV.2 Objectif de l'étude dynamique	62
IV.3 Modélisation de la structure	62
IV.3.1 Disposition des voiles	63
IV.4 Choix de la méthode de calcul	64
IV.4.1 Méthode statique équivalente	64

IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale	69
IV.4.3 Résultante des forces sismiques de calcul	70
IV.4.4 Vérification des déplacements	71
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1 Introduction	73
V.2 Les poteaux	73
V.2.1 Combinaisons de calcul	73
V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales	73
V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	73
V.2.4 Ferrailage des poteaux	76
V.3 Les poutres	81
V.3.1 Introduction	81
V.3.2 Combinaison des charges	82
V.3.3 Ferrailage des poutres principales	83
V.3.4 Ferrailage des poutres secondaires	86
V.3.5 Tableau Récapitulatif	90
V.4 Les voile	91
V.4.1 Introduction	91
V.4.2 Vérification des contraintes tangentielles	92
V.4.3 calcul du ferrailage	92
V.5 Mur de soutènement (voile périphérique)	95
V.5.1 Dimensionnement	96
V.5.2 Données	96
V.5.3 Calcul de la force de poussée	97
V.5.4 Sollicitation	97
V.5.5 Armatures longitudinales	98
V.5.6 Effort tranchant	100
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1 Introduction	101
VI .2.Combinaisons de calcul	101
VI.3 Choix du type de fondation	101
VI.4 Etude du radier général	102
VI.4.1 Pré dimensionnement	102
VI.4.2 Vérification au poinçonnement	103

VI.4.3 Vérification de la contrainte du sol	104
VI.4.4 Vérification de la stabilité au renversement	104
VI.5 Calcul du ferrailage	105
VI.5.1 Calcul de Ferrailage de la dalle	106
VI.5.2 Calcul de Ferrailage de la nervure	110
Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée	
VII.1 Présentation du système dissipation	116
VII.1.1 Historique	116
VII.1.2 Principe de base	116
VII.1.3 Système d'isolation dans le monde	116
VII.1.4 Les appuis parasismiques	118
VII.2 Méthodes de calcul des constructions isolées	119
VII.2.1 Dimensionnement d'isolateur en élastomère avec un barreau de plomb (LRB) ...	119
VII.3 Résultats et analyses	122
VII.3.1 Période et facteur de contribution modal	122
VII.3.2 les réponses maximal du en déplacement, accélération, vitesse et efforts tranchants a la base, les sollicitations maximales	123
VII.4 Analyse des réponses temporelles pour le système LRB	124
VII.4.1 Station Keddara	124
VII.4.2 Station Sylmarff.....	129
VII.5 Conclusion	133
Conclusion Générale	
Référence bibliographie	
Annexe A	
Annexe B	
Annexe C	

Liste des figures :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage	
Figure I.1 : diagramme contrainte – déformation de béton	5
Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	6
Figure I.3 : .Diagramme de déformations – contraintes	7
Figure I.4 : Diagrammes des contraintes de l'acier à l'ELS	7
Chapitre II: Descente de charges et pré dimensionnement	
Figure II.1: Terrasse inaccessible	9
Figure II.2: Plancher étage courant, R.D.C	10
Figure II.3: Balcon	11
Figure II.4: Coupe transversale du mur extérieur	11
Figure II.5: Coupe transversale des murs intérieurs (type 1)	12
Figure II.6 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 2)	12
Figure II.7 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité	13
Chapitre III: Etude des éléments secondaire	
Figure III.1 : Plancher en corps creux	18
Figure III.2 : Types des poutrelles	19
Figure III.3 : Ancrage des armatures	29
Figure III.4 : Dimension de l'acrotère	32
Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère	34
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine balcon de Type 1	39
Figure III.7 : schéma d'escalier	40
Figure III.8 : Les différents types d'escaliers	41
Figure III.9 : Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment	52
Figure III.10 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur	54
Chapitre IV : Etude dynamique	
Figure IV.1 : Modélisation de la structure	63
Figure IV.2 : Disposition des voiles	63
Figure IV.3 : Spectre de réponse R=5	70
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
Figure V.1 : Schéma des forces du voile	93
Figure V.2 : Schéma statique du voile périphérique.....	96
Figure V.3 : Répartition des contraintes sur le voile.....	97

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Moment M_{11} a ELU105

Figure VI.2 : Moment M_{22} a ELU105

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

Figure VII.1 : Comportements des structures lors d'un séisme116

Figure VII.2 : La tour cristal de Kobé117

Figure VII.3 : Conséquences du séisme de Wenchuan (Chine) en 2008117

Figure VII.4 : Un nouveau complexe d'hôtel à Sotchi, protégé par 156 isolateurs118

Figure VII.5 : L'université de Californie, qui a résisté au séisme de Northridge 1994118

Figure VII.6 : Réponse temporelle en déplacements124

Figure VII.7 : Réponse temporelle en accélération125

Figure VII.8 : Réponse temporelle de vitesse125

Figure VII.9 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base126

Figure VII.10 : Réponse temporelle en effort normal126

Figure VII.11 : Réponse temporelle en moment fléchissant127

Figure VII.12 : Réponse temporelle en effort tranchant127

Figure VII.13 : Déplacement inter étage128

Figure VII.14 : Réponse temporelle en déplacements129

Figure VII.15 : Réponse temporelle en accélération129

Figure VII.16 : Réponse temporelle de vitesse129

Figure VII.17 : Réponse temporelle de l'effort tranchant a la base130

Figure VII.18 : Réponse temporelle de l'effort normal130

Figure VII.19 : Réponse temporelle du moment fléchissant131

Figure VII.20 : Réponse temporelle de l'effort tranchant131

Figure VII.21 : Déplacement inter étage132

Liste des tableaux :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage	
Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	1
Tableau I.2 : Facteur de durée d'application des charges.....	5
Chapitre II: Descente de charges et pré dimensionnement	
Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible).....	10
Tableau II.2 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C).....	10
Tableau II.3 : Descente des charges (Balcon).....	11
Tableau II.4 : Charge permanents des murs extérieurs.....	12
Tableau II.5 : Charge permanents des murs intérieurs (type1).....	12
Tableau II.6 : Charge permanents des murs intérieurs (type 2)	13
Tableau II.7 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.....	16
Tableau II.8 : Dimensions des voiles contreventements.....	17
Chapitre III: Etude des éléments secondaire	
Tableau III.1: Evaluation des charges.....	19
Tableau III.2 : Tableau des moments et effort tranchants type 1.....	23
Tableau III.3 : Tableau des moments et effort tranchants type 2.....	23
Tableau III.4 : Tableau des moments et effort tranchants type 3.....	24
Tableau III.5 : Tableau des moments et effort tranchants type 4.....	24
Tableau III.6 : Tableau des moments et effort tranchants type 5.....	24
Tableau III.7 : Tableau des moments et effort tranchants type 6.....	25
Tableau III.8 : Tableau d'ancrage des armatures.....	30
Tableau III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	31
Tableau III.10 : Tableau de ferrailages des balcons.....	39
Tableau III.11: dimension d'escalier	40
Tableau III.12: Les différents types d'escaliers	41
Tableau III.13 : Les caractéristiques de différentes cages d'escalier.....	42
Tableau III.14 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier	43

Tableau III.15 : Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse	43
Tableau III.16 : Les efforts internes pour les différentes volées	45
Tableau III.17 : Ferrailage des escaliers	48
Tableau III.18 : Les moments isostatiques des rectangles à ELU.....	55
Tableau III.19 : Les moments isostatiques des rectangles à ELS.....	55
Tableau III.20 : Récapitulation des résultats de ferrailage.....	61
 Chapitre IV : Etude dynamique	
Tableau IV.1 : Pénalité en fonction des critères de qualité q	66
Tableau IV.2 : Poids des différents niveaux	67
Tableau IV.3 : La force sismique de chaque niveau	67
Tableau IV.5 : Vérification du coefficient de comportement R selon RPA	69
Tableau IV.6 : Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques	70
Tableau IV.7 : Vérification du déplacement dans le sens X	71
Tableau IV.8 : Vérification du déplacement dans le sens Y	71
 Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales	74
Tableau V.2 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales	75
Tableau V.3 : Vérification spécifique sous sollicitations normales	76
Tableau V.4 : Les sollicitations des poteaux (N_{max} , M_{cor})	77
Tableau V.5 : Les sollicitations des poteaux (M_{max} , N_{cor})	77
Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux	79
Tableau V.7 : Sollicitation de la poutre principale à ELU	82
Tableau V.8 : Sollicitation de la poutre principale à ELS	82
Tableau V.9 : Sollicitation de la poutre principale a « G+Q+E »	82
Tableau V.10 : Sollicitation de la poutre principale à « 0,8G+ E »	83
Tableau V.11 : Vérification des contraintes en travée	84
Tableau V.12 : Vérification des contraintes en appui	85
Tableau V.13 : Vérification des contraintes en travée	87

Tableau V.14 : Vérification des contraintes en appui	89
Tableau V.15 : Ferrailage des poutres principales	90
Tableau V.16 : Ferrailage des poutres secondaires	91
Tableau V.17 : Vérifications des contraintes	92
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Tableau VI.1 : Les sollicitations du radier	105
Tableau VI.2 : Ferrailage de la dalle	110
Tableau VI.3 : Ferrailage de la nervure	115
Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée	
Tableau VII.1 : Facteurs d'amortissement BD	119
Tableau VII.2 : Facteurs de la zone sismique	120
Tableau VII.3 : Coefficient de la proximité de la faille active	120
Tableau VII.4 : Coefficient caractérisant le type de sol (S)	120
Tableau VII.5 : Période et facteur de contribution modal (accélérogramme keddara)	122
Tableau VII.6 : Période et facteur de contribution modal (accélérogramme sylmar) ...	123
Tableau VII.7 : Réponse maximale (accélérogramme Keddara et Sylmar)	124
Tableau VII.8 : Déplacements inter-étages	128
Tableau VII.9 : Déplacements inter-étages	132

Liste des NOTATION :

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton

σ_{bc} : Contrainte du béton

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier

σ_{st} : Contrainte d'acier

$\overline{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vi} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

A_{st} : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

Θ : Coefficient d'application

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

i_x, i_y : Rayon de giration

μ_u : Moment ultime réduite

α : Position relative de la fibre neutre

z : Bras de levier

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élanement mécanique des poteaux.

B_r : Section réduite

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appuis

V : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_t : Coefficient de période

β : Coefficient de pondération

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

L_f : Longueur de flambement.

\bar{f} : Flèche admissible.

f : Flèche.

ϕ_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

ϕ_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

K : Coefficient de raideur du sol.

L_{sa} : Longueur de scellement.

Introduction général

La croissance démographique a poussé l'homme à réfléchir à construire des bâtiments à plusieurs étages, car elle prend le maximum de logements dans une surface minimisée. Mais, il faut toujours assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

Le plus grand danger qui concerne les ouvrages est le risque de séisme qui est le souci de l'ingénieur. C'est pour ça, les ingénieurs en génie civil sont sensés concevoir des bâtiments de manière à faire face à ce phénomène.

Pour faire un bon fonctionnement de l'ouvrage, l'ingénieur doit suivre et appliquer le règlement dans l'analyse et le dimensionnement de la structure.

Le site, la hauteur, l'usage de la construction et les contraintes architecturales sont des considérations très nécessaires pour le choix du système de contreventement.

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en béton armé à multi usages. Ce bâtiment est composé d'un sous-sol à usage de parking, un rez de chaussé composé de 6 locaux commerciaux. Les trois premiers étages sont des bureaux et les six autres étages sont à usage d'habitation.

Le projet est implanté à Tlemcen, classé dans la zone I par le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003), c'est une zone de faible sismicité.

Pour cette étude de bâtiment, on a suivi les règlements et recommandations en vigueur (BAEL91, RPA99 V2003) et aussi le document technique réglementaire D.T.R.B.C2.2.

Et on a utilisé le SAP2000 pour l'analyse dynamique et l'AUTO CAD pour la réalisation des plans de ferrailages. Ces outils informatiques sont très nécessaires pour le traitement des études de bâtiments.

Pour cela, nous allons suivre un plan de travail qui est structuré comme suite :

- La présentation du bâtiment, la définition des éléments et le choix des matériaux sont donnés au premier chapitre.
- Le 2^{ème} chapitre portera sur le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).
- Dans le 3^{ème} chapitre, on trouve le calcul des éléments secondaires (tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur).

- L'étude dynamique du bâtiment est l'objet du chapitre 4.
- Le chapitre 5 consiste à calculer le ferrailage des éléments structuraux.
- Pour l'avant dernier chapitre, on trouve l'étude des fondations.
- On a ajouté un dernier chapitre qui traite la technique d'isolation à la base. Un système de dissipation à la base de la structure a été appliqué en enlevant le contreventement. Enfin, une comparaison entre le système de dissipation et le contreventement par les voiles a été effectuée.

Ce travail a été achevé par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

L'ingénieur en génie civil utilise beaucoup le béton armé dans les bâtiments, parce que et comme nous connaissons, le béton résiste à la compression et l'acier résiste à la traction. C'est pour ça on va présenter dans ce chapitre les caractéristiques mécanique des matériaux utilisées.

I.2 Présentation du projet:

I.2.1 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage mixte, composé d'un sous-sol, Rez-de-chaussée plus neuf étages.

Le sous-sol est à usage de parking.

Le Rez-de-chaussée est à usage commerciale.

Niveau 1 jusqu'au niveau 3 sont à usage du bureau.

Les autres niveaux sont à usage d'habitation.

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseurs et deux cages d'escalier.

Ce bâtiment est implanté à BOUHANAK-TLEMCEN, qui est une Zone de faible sismicité zone I, d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme un site meuble (S3).

La contrainte admissible du sol $\sigma = 1.7$ bars.

I.2.2 Caractéristiques géométriques:

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.

Longueur totale du bâtiment	25.35 m
Largeur totale du bâtiment	17,70 m
Hauteur totale du bâtiment	35,81m
Hauteur du sous-sol	3,23m
Hauteur du RDC	3,74 m
Hauteur des étages courants	3,23m

I.2.3 Conception de l'ouvrage :

I.2.3.1 Ossature :

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 V2003. Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99 V2003, et qu'il dépasse quatre niveaux (16m), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.3.2 Planchers :

Dans ce cas deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux :

Les poutrelles sont coulées avec le corps creux d'épaisseur : 25 cm, la dalle de compression est de 5 cm.

- Plancher dalle pleine :

Néanmoins il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines.

I.2.3.3 Escaliers:

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers inter étage en béton armé.

I.2.3.4 Maçonnerie :

- Murs extérieurs : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparés par un vide de 5 cm.
- Murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.3.5 Revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

I.2.3.6 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.3 Caractéristique mécanique des matériaux :

I.3.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées,...). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de la construction.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

I.3.1.1 Résistance du béton :

a. Résistance du béton à la compression:

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$

b. Résistance du béton à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

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

I.3.1.2 Déformations longitudinales du béton:

- Le module de déformation longitudinale instantané :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de courte durée} \rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- Le module de déformation longitudinale différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de longue durée} \rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I.3.1.3 Coefficient de poisson:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = 0.0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

I.3.1.4 Contraintes limites :

a. A l'ELU :

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{sc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

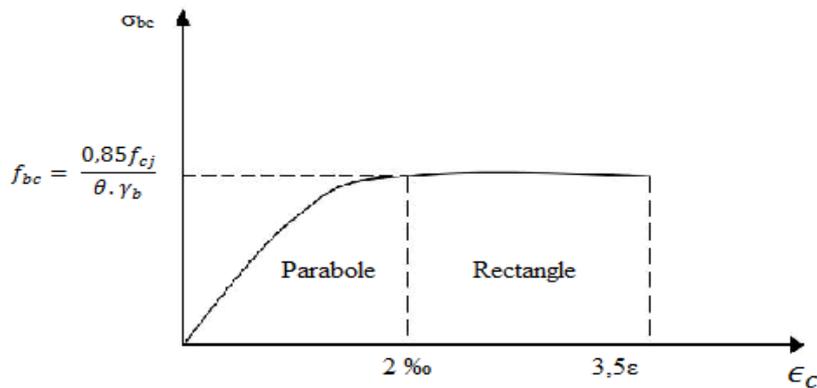


Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation de béton.

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

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

θ : Facteur de durée d'application des charges

Tableau I.2 : Facteur de durée d'application des charges

θ	Durée d'application
1	>24h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 < \epsilon_{bc} < 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \cdot 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

b. A l'ELS :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

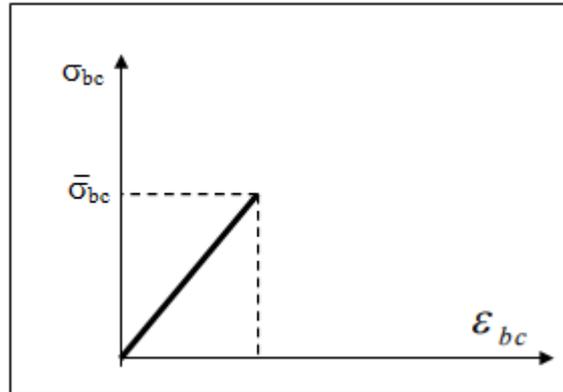


Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$

I.3.2 L'acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.....

I.3.2.1 Différent type d'acier :

On utilise en construction les nuances d'acier suivantes :

a. Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPA
- Fe E 235 MPA

b. Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPA
- Fe E 500 MPA

c. Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

I.3.2.2 Diagramme contrainte/déformation de calcul des aciers :

a. ELU :

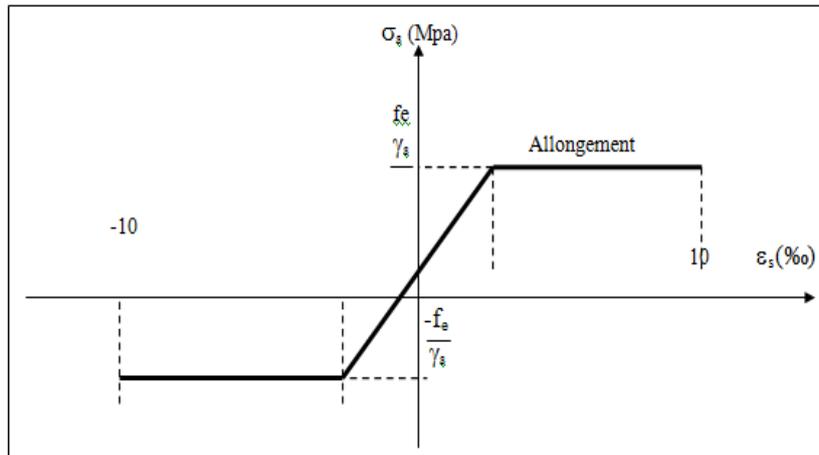


Figure I.3 : .Diagramme de déformations – contraintes..

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité $\rightarrow \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{cas general} \\ 1 & \text{cas accidental} \end{cases}$

b. ELS :

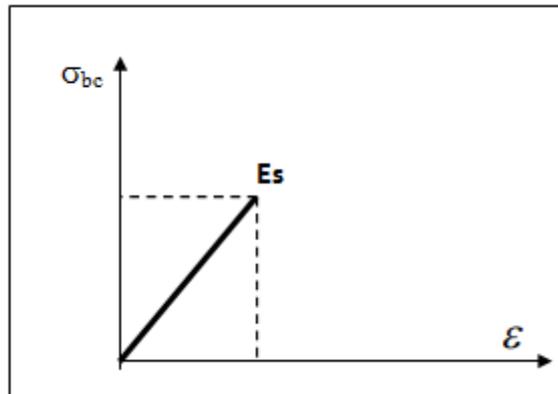


Figure I.4 : Diagrammes des contraintes de l'acier à l'ELS

Dans l'état limite de service, la contrainte σ_{st} sera limité uniquement pour l'ouverture des fissures :

- Fissuration non (peu) préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st}$ pas de limite
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f t 28} \right)$
- Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f t 28} \right)$

Avec η : Coefficient de fissuration : $\rightarrow \begin{cases} n = 1 & \text{pour les RL} \\ n = 1,6 & \text{pour les HA} \end{cases}$

I.3.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égal à la valeur suivante : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.4 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - longitudinales : on a choisi le : « feE.400 » H.A
 - transversales : on a choisi le : « feE.235 » R.L
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500 » H.A $f_e=500\text{MPa}$; $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$

I.5 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **ELU** : Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
 $1.35G + 1.5 Q$ où : G : charge permanente.
 Q : charge d'exploitation.
- S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison est remplacée par la combinaison suivante: $G + Q \pm 1,2E$

Avec :

E : effort de séisme

- **ELS** : La seule combinaison à considérer est : $G+Q$

CHAPITRE II :

DESCENTE DE CHARGES ET PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1 Descente de charges :

II.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche $\rightarrow \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5}$

Avec L : la portée max d'une poutrelle, $L_{max} = 4.80m \rightarrow h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$

On prend $h_t = 25\text{cm}$.

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 21 \text{ cm}$.

Soit un plancher (16+5) cm avec 16 cm \rightarrow corps creux
5 cm \rightarrow dalle de compression.

II.1.2 Descente des charges :

L'objectif de calcul de la descente des charges est de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges qui sont définies par le D.T.R sont les suivantes :

- **G** : la charge permanente qui représente le poids mort.
- **Q** : la charge d'exploitation ou la surcharge.

II.1.2.1 Plancher terrasse inaccessible :

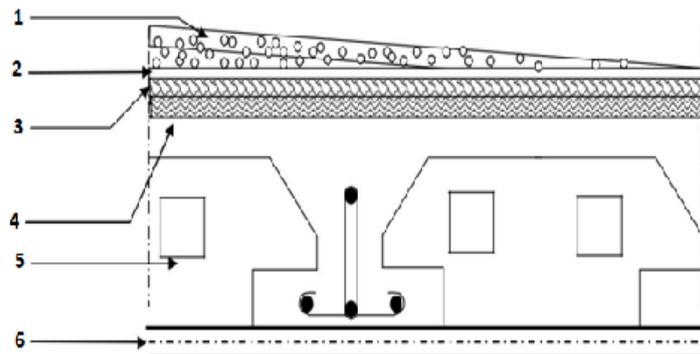


Figure II.1: Terrasse inaccessible

Chapitre II: Descente de charges et pré dimensionnement

Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible)

N	Désignation	E _p (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	4	17	0.68
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Plancher corps creux	16+5	-	3.35
6	Enduit en plâtre sous plafond	2	10	0.20

- Charge permanente (poids propre) → $G=6.71 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation → $Q=1 \text{ KN/m}^2$

II.1.2.2 Plancher étage courant, R.D.C :

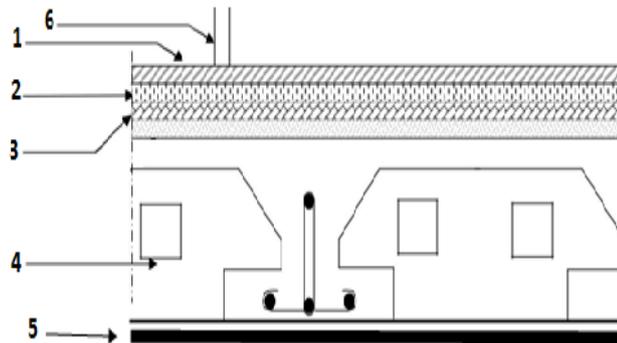


Figure II.2: Plancher étage courant, R.D.C

Tableau II.2 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C)

N	Désignation	E _p (cm)	Masse volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de ciment	2	20	0.4
3	Mortier de pose (sable fin)	2	17.5	0.35
4	Plancher à corps creux	16+5	-	3.35
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2
6	Cloisons	10	-	0.9

Chapitre II: Descente de charges et pré dimensionnement

- Charge permanente (poids propre) → $G=5.64 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation: → $Q=5\text{KN/m}^2$ commerce(RDC)
- $Q= 2.5\text{KN/m}^2$ bureaux (niveau 1-3)
- $Q=1.5\text{KN/m}^2$ chambres (niveau 4-9)

II.1.2.3 Balcon :

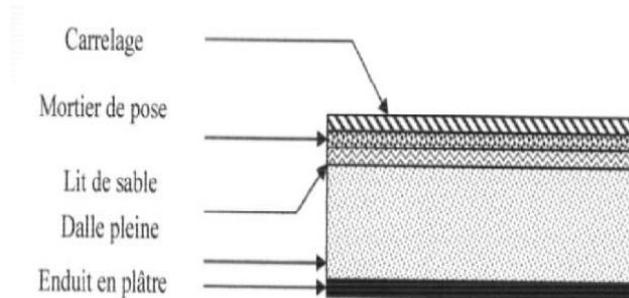


Figure II.3 : Balcon

Tableau II.3 : Descente des charges (Balcon)

N	Désignation	E _p (cm)	Masse volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	17.5	0.35
4	Dalle en Béton armé	15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2

- Charge permanente (poids propre) : → $G=5.14 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation: → $Q=3.5\text{KN/m}^2$

II.1.2.4 Murs extérieurs (double paroi) :

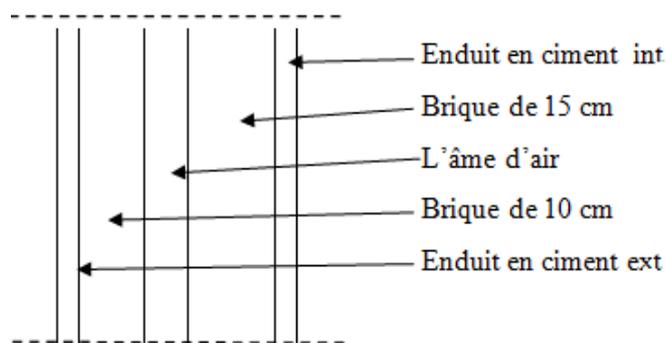


Figure II.4 : Coupe transversale du mur extérieur

Chapitre II: Descente de charges et pré dimensionnement

Tableau II.4 : Charge permanents des murs extérieurs

N	Désignation	E _p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.4
2	Brique creuse	0.15	1.35
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit intérieur en ciment	0.02	0.4

- Charge permanente (poids propre) → **G= 3.05 KN/m²**

II.1.2.5 Murs intérieurs :

❖ **Type 1:** Entre chambre :

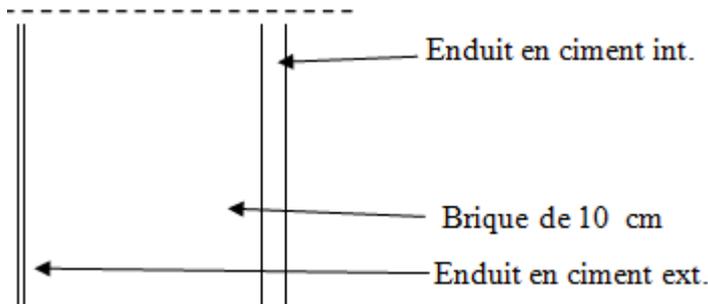


Figure II.5 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 1)

Tableau II.5 : Charge permanents des murs intérieurs (type1)

N	Désignation	E _p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18

- Charge permanente (poids propre) → **G=1.26 KN/m²**

❖ **Type 2 :** Commerces, bureaux :

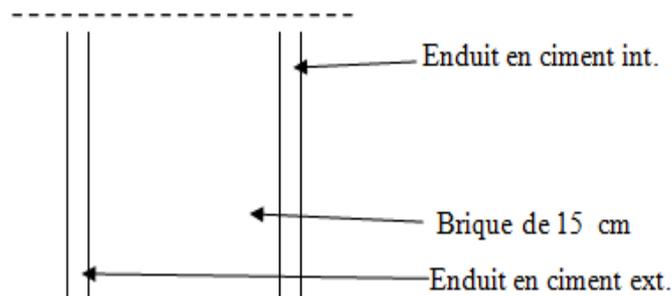


Figure II.6 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 2)

Tableau II.6 : Charge permanents des murs intérieurs (type 2)

N	Désignation	E _p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18
2	Brique creuse	0.15	1.35
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18

- Charge permanente (poids propre) → **G=1.71 KN/m²**

II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

II.2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de faire « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage. Il sera fait selon les règles BAEL91 et RPA99 version 2003.

II.2.2 Pré dimensionnement des poteaux :

II.2.2.1 Le poteau le plus sollicité (poteau centrale) : [2]

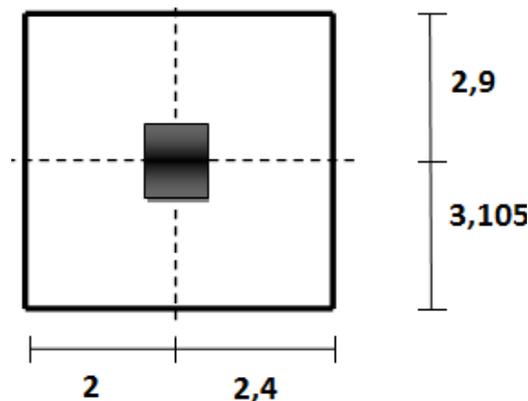


Figure II.7 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage est le poteau de l'axe (3-C); c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface égale : **S=26.422 m²**.

Avec :

S : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de : **Q=1 t/m²**

$$N_u = Q \cdot S \cdot n$$

- N_u = effort normal ultime.

- Q : charge moyenne répartie de 1t/m².
- n : nombre d'étage (plancher).

Poteaux de sous-sol (n=11) :

$$N_u = 1 \times 26,422 \times 11 = 290,642 \text{ t}$$

$$N_u = 2,91 \text{ MN.}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{L_f \cdot 2\sqrt{3}}{\lambda} \text{ avec : } \lambda = 35$$

$$\alpha = \frac{0,7L_o \cdot 2\sqrt{3}}{\lambda} = \frac{0,7 \times 3,23 \times 2\sqrt{3}}{35} = 0,2238 \text{ m} \rightarrow \alpha = 22,38 \text{ cm}$$

Section réduite (Br) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}\right)}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \rightarrow \beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone I, on peut prendre :

$$\begin{cases} \frac{A_s}{B_r} = 1\% \\ f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\rightarrow B_r \geq \frac{1,2 \times 2,91}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1}{100 \cdot 1,15}} = 0,187 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow B_r = (a-0,02) \cdot (b-0,02) > 0,187 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow a = b \geq 0,452 \text{ m, on prend : } a = b = 50 \text{ cm}$$

II.2.2.2 Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20 = 323 / 20 = 16,15 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$
- $1/4 < a/b < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 \rightarrow \text{CV}$

II.2.2.3 Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9ème étage parce qu'il a la plus faible section.

a. Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = a \cdot b^3 / 12 = 30^4 / 12 = 67500 \text{ cm}^4$$

b. Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / ab} = \sqrt{67500 / 900} = 8,66 \text{ cm}$$

c. Elancement mécanique $\lambda(x,y)$

$$..L_f = K \times H_0$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement.
- $H_0=3,23\text{m}$ (la hauteur sur le plafond).
- $K=0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,23 / 0,0866 = 26,11$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 26,11 < 70 \rightarrow \text{CV}$$

II.2.3 Pré dimensionnement des poutres :

II.2.3.1 Définition :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

a. Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* elles relient les poteaux.

* elles supportent la dalle.

b. Les poutres secondaires (chainages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.2.3.2 Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.

a. Les poutres principales : $L = 6,21 \text{ m}$

$$\text{Donc } \frac{621}{15} \leq h \leq \frac{621}{10} \rightarrow 41,4 \leq h \leq 62,1$$

Chapitre II: Descente de charges et pré dimensionnement

Alors, on prend : $h=50\text{cm}$.

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 10 \leq b \leq 25$$

On prend min de **RPA99 V2003** $\rightarrow b = 30 \text{ cm}$

b. Les poutres secondaires : $L = 4,80 \text{ m}$

$$\text{Donc } \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

Alors, on prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 8 \leq b \leq 20$$

On prend min de **RPA99 V2003** $\rightarrow b = 30 \text{ cm}$

D'après le **R.P.A 99 V2003**:

- $b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$
- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

II.2.4 Récapitulation de pré dimensionnement :

Tableau II.7 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

NIVEAU	POTEAUX	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
Sous-sol	(50x50)	(30x50)	(30x40)
RDC	(50x50)	(30x50)	(30x40)
1 ^{er} étage	(50x50)	(30x50)	(30x40)
2 ^{eme} étage	(40x40)	(30x50)	(30x40)
3 ^{eme} étage	(40x40)	(30x50)	(30x40)
4 ^{eme} étage	(40x40)	(30x50)	(30x40)
5 ^{eme} étage	(40x40)	(30x50)	(30x40)
6 ^{eme} étage	(30x30)	(30x50)	(30x40)
7 ^{eme} étage	(30x30)	(30x50)	(30x40)
8 ^{eme} étage	(30x30)	(30x50)	(30x40)
9 ^{eme} étage	(30x30)	(30x50)	(30x40)

II.2.5. Pré dimensionnement des voiles :

II.2.5.1 Voile de contreventement :

Zone de Tlemcen :

- Nombre d'étages > 4
- La hauteur > 12 m

II.2.5.2 Voile de soutènement :

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité

Le **RPA99 V2003** considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L > 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du voile

a: épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15$ cm)

h_e : hauteur libre d'étage (3,34)

$$a \geq \frac{3,34}{20} = 0,167\text{m} \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

Tableau II.8 : Dimensions des voiles contreventements

NIVEAU	Epaisseur a(cm)
SS.RDC.1 ^{er}9 ^{eme} étage	20

II.3 Conclusion :

Un pré dimensionnement au début facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.

CHAPITRE III :

**ETUDE DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES**

III.1 ETUDE DU PLANCHER :

III.1.1 Introduction :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+5 =21cm).

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

Les poutrelles sont des éléments horizontaux de la structure qui ont le rôle de supporter les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

III.1.2 Dimensionnement du plancher:

D'après ce qu'on a trouvé dans le chapitre précédent « descente des charges et pré dimensionnement » et vue que cette construction est une structure courante ($Q \leq 5 \text{KN}$), on a adopté un seul type de plancher :

Plancher à corps creux (16+5) pour tous les étages :

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

III.1.3 Dimensionnement des poutrelles:

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

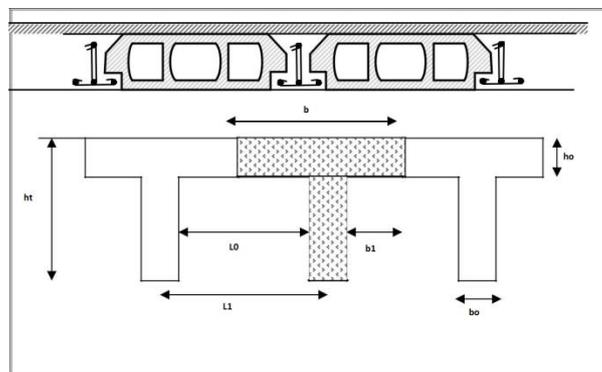


Figure III.1 : Plancher en corps creux

III.1.4 Différentes charges des poutrelles :

Tableau III.1: Evaluation des charges

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaison d'action	
			ELU (KN/ml) $Q_u = b(1,35G + 1,5Q)$	ELS (KN/ml) $Q_s = b(G + Q)$
RDC commerce	5,64	5	9,82	6,92
Terrasse inaccessible	6,71	1	6,86	5,01
Etage à usage d'habitation	5,64	1,5	6,41	4,64
Etage à usage bureaux	5,64	2,5	7,39	5,29

III.1.5 Types des poutrelles :

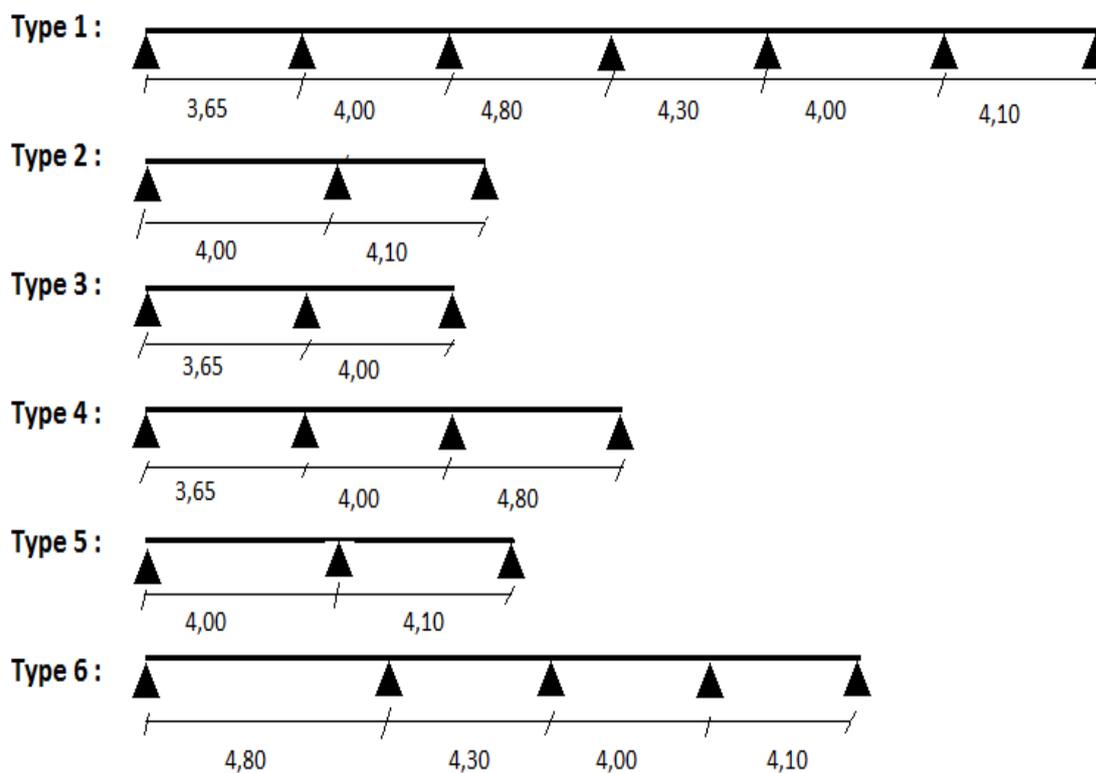


Figure III.2 Types des poutrelles

III.1.6 Calcul de largeur b de la poutrelle :

On a :

h_t : Hauteur de la nervure → $h_t = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$

h_0 : Hauteur de la dalle de compression → $h_0 = 5 \text{ cm}$

b_0 : Largeur de la nervure → $b_0 = 12 \text{ cm}$

$L_0 := 2 \times b_1$ → $L_0 = 2 \times b_1$

L : La largeur max $L = 480 \text{ cm}$

B : Largeur de la dalle → $B = 2b_1 + b_0$

H_t : La hauteur du plancher → $H_t = 25 \text{ cm}$

Selon les règles de B.A.E.L91:

La largeur de la dalle de compression 'B' est déterminé comme suit: $L = 4.80 \text{ m}$

$L_1 = 65 \text{ cm}$, $B = 2b_1 + b_0$ (1)

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \leq 480 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = 48 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

De (1) $b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$.

III.1.7 Détermination des efforts internes :

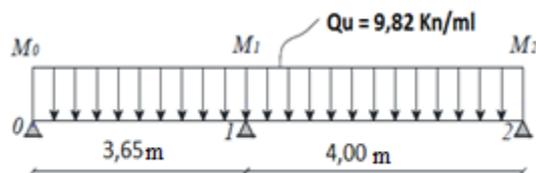
Il y a six types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 03 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

III.1.7.1 ELU :

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_1 M_0 + 2 \times (L_1 + L_2) \times M_1 + L_2 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$



Appui (1) → $3.65M_0 + 2 \times (3.65 + 4.00) \times M_1 + 4.00 \times M_2 + 6 A_1 = 0$

→ $15.3M_1 + 6A_1 = 0$

a. Calcul d'A1, M1:

• **Travée 0 – 1 :**

$MF/0 = 0 \rightarrow -R_{1g} \times (3,65) + 2/3 \times 3,65 [9,82 \times (3,65)^2 / 8] \times 3,65/2 = 0 \rightarrow R_{1g} = 19.89 \text{ KN.}$

• **Travée 1 – 2 :**

$MF/2 = 0 \rightarrow -R_{1d} \times (4) + 2/3 \times 4 [9,82 \times (4)^2 / 8] \times 4/2 = 0 \rightarrow R_{1d} = 26.18 \text{ KN.}$

$A_1 = R_{1d} + R_{1g} \rightarrow A_1 = 19.89 + 26.18 \rightarrow A_1 = 46.07 \text{ KN.}$

$15.3M_1 + 6A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6(46.07) / 15.3 = -18.06 \text{ KN.m}$

b. Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant entravée :

• **Travée 0-1 :**

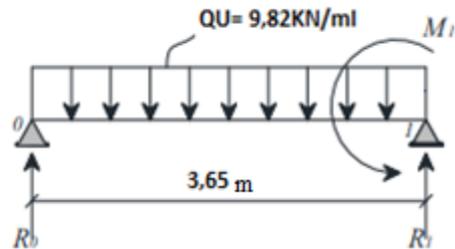
$R_0 + R_1 = q_u \cdot L_1.$

$\Sigma M/1 = 0 :$

$R_0 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0.$

$R_0 = 12.97 \text{ KN} \quad R_1 = 22.87 \text{ KN.}$

$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3.65) = -18.07 \text{ KN.m} \end{cases}$



$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 12.97 \text{ KN} \\ T(3.65) = -22.87 \text{ KN} \end{cases}$

$M_{\max} : \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_u \rightarrow x = 1.32 \text{ m}$

$M_{\max} = 8.56 \text{ KN.m}$

• **Travée 1-2**

$R_1 + R_2 = q_u \cdot L_2$

$R_1 \cdot L_2 - q_u \cdot L_2^2 / 2 + M_1 = 0$

$R_1 = 24.15 \text{ KN}$

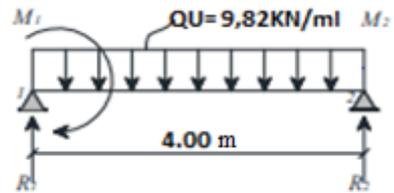
$R_2 = 15.13 \text{ KN.}$

$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 + M_1 \rightarrow \begin{cases} M(0) = M_1 = -18.06 \text{ KN.m} \\ M(4) = 0 \end{cases}$

$T(x) = R_1 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = R_1 = 24,15 \text{ KN} \\ T(4) = -15.13 \text{ KN} \end{cases}$

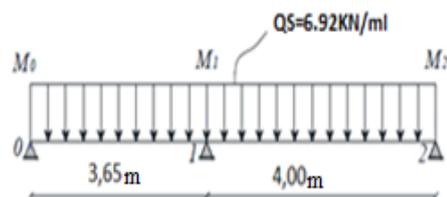
$M_{\max} : \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_u \Rightarrow x = 2.46 \text{ m.}$

$M_{\max} = 11.63 \text{ KN.m}$



III.1.7.2 ELS :

L'équation des trois moments s'écrit :



$$L_1 M_0 + 2 \times (L_1 + L_2) \times M_1 + L_2 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$

$$\text{Appui (1)} \Rightarrow 3.65 M_0 + 2 \times (3.65 + 4.00) \times M_1 + 4.00 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

$$\rightarrow 15.3M_1 + 6A_1 = 0$$

a. Calcul d'A₁, M₁:

- **Travée 0 – 1 :**

$$MF/0 = 0 \rightarrow -R_{1g} \times (3,65) + 2/3 \times 3,65 [6,92 \times (3,65)^2 / 8] \times 3,65/2 = 0 \rightarrow R_{1g} = 14.02 \text{ K N.}$$

- **Travée 1 – 2 :**

$$MF / 2 = 0 \rightarrow - R_{1d} \times (4) + 2/3 \times 4 [6,92 \times (4)^2 / 8] \times 4/2 = 0.$$

$$\rightarrow R_{1d} = 18.45 \text{ KN.}$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g} \rightarrow A_1 = 14.02 + 18.45 \Rightarrow A_1 = 32.47 \text{ KN.}$$

$$15.3M_1 + 6A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6(32.47)/15.3 = -12.73 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant entravée :

- **Travée 0-1 :**

$$q_s = 6.92 \text{ KN/ml}$$

$$R_0 + R_1 = q_s \cdot L_1.$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_0 \cdot L_1 - q_s \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_0 = 9.14 \text{ KN} \quad R_1 = 16.12 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3.65) = -12.73 \text{ m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 9,14 \text{ KN} \\ T(3,65) = -16,12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_s \Rightarrow x = 1.32 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 6.04 \text{ KN.m}$$

- **Travée 1-2**

$$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_2$$

$$R_1 \cdot L_2 - q_s \cdot L_2^2 / 2 + M_1 = 0$$

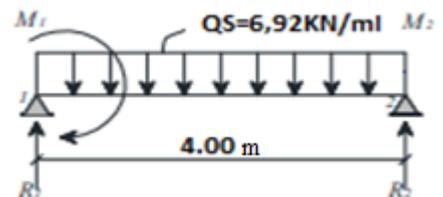
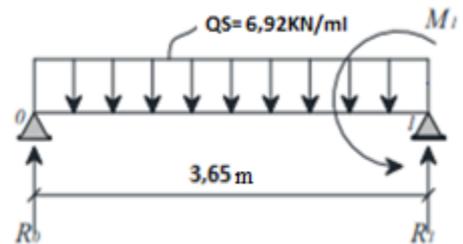
$$R_1 = 17.02 \text{ KN}$$

$$R_2 = 10.65 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 + M_1 \rightarrow \begin{cases} M(0) = M_1 = -12.73 \text{ KN.m} \\ M(4) = 0 \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = R_1 = 17,02 \text{ KN} \\ T(4) = -10,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_s \Rightarrow x = 2.46 \text{ m.}$$



Chapitre III: Etude des éléments secondaires

$$M_{\max} = 8.20\text{KN}$$

Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont représentés dans les tableaux ci-après

Type 1 :

Tableau III.2 : Tableau des moments et effort tranchants type 1

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{tr \max}$ (KN.m)	$M_{ap \max}$ (KN.m)	T_{\max} (KN)	$M_{tr \max}$ (KN.m)	$M_{ap \max}$ (KN.m)	T_{\max} (KN)
RDC	12,78	-18,25	-24,28	8,99	-12,96	-17,09
Bureaux (Etage 1-3)	9,6069	-13,84	-18,26	6,88	-9,915	-13,08
Habitation (4-9)	8,34	-12,015	-15,85	6,036	-8,697	-11,47
Terasse inaccessible	8,92	-12,86	-16,90	6,517	-9,39	-12,39

Type 2 :

Tableau III.3 : Tableau des moments et effort tranchants type 2

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{tr \max}$ (KN.m)	$M_{ap \max}$ (KN.m)	T_{\max} (KN)	$M_{tr \max}$ (KN.m)	$M_{ap \max}$ (KN.m)	T_{\max} (KN)
RDC	11,70	-19,95	-25,01	8.24	-14.05	-17,60
Bureaux (Etage 1-3)	8.80	-15,00	-18,80	6.30	-10.75	-13,47
Habitation (4-9)	7.63	-13.02	-16,32	5.53	-9.43	-11,81
Terasse inaccessible	8.17	-13.94	-17,41	5.97	-10.18	-12,76

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Type 3 :

Tableau III.4 : Tableau des moments et effort tranchants type 3

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (Kn.m)		
	M _{tr max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr Max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)
RDC	11,63	-17,88	-24,12	8,18	-12,59	-16,98
Bureaux (Etage 1-3)	8,74	-13,44	-18,13	6,26	-9,62	-12,99
Habitation (4-9)	7,59	-11,67	-15,74	5,49	-8,45	-11,39
Terrasse inaccessible	8,12	-12,49	-16,85	5,93	-9,12	-12,30

Type 4 :

Tableau III.5 : Tableau des moments et effort tranchants type 4

Plancher	ELU			ELS		
	M _{trmax} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr Max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)
Bureaux (Etage 1-3)	13,94	-16,09	-21,08	9,99	-11,53	-15,10

Type 5 :

Tableau III.6 : Tableau des moments et effort tranchants type 5

Plancher	ELU			ELS		
	M _{tr max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{tr max} (KN.m)	M _{ap max} (KN.m)	T _{max} (KN)
Bureaux (Etage 1-3)	8,47	-15,00	-18,80	6,26	-10,75	-13,47

Type 6 :

Tableau III.7 : Tableau des moments et effort tranchants type 6

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{tr\ max}$ (KN.m)	$M_{ap\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{tr\ Max}$ (KN.m)	$M_{ap\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
Habitation (4-9)	11.76	-14.92	-18.56	8.51	-10.80	-13.39
Terrasse inaccessible	12.59	-15.97	-19.80	9.19	-11.66	

III.1.8 Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissant et les efforts tranchants maximums.

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «**Type2**» comme un exemple de calcul au niveau du plancher haut de sous-sol (commerce) et on pose les résultats trouvé des autres types dans un tableau récapitulatif.

III.1.8.1 Ferrailage longitudinal :

a. ELU :

- **En Travée**

$$M_{max} = 11,70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; h = 25 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$$

Donc :

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,225 - 0,05/2) = 0,092 \text{ MN.m}$$

Donc $M_{tr} > M_{max}$, cela implique que l'axe neutre est dans la table, le calcul en flexion simple se fait avec une section étant rectangulaire, de base $b=65 \text{ cm}$ et hauteur $h=25 \text{ cm}$.

$$\mu = M_{u\ max} / b d^2 f_{bc} = 0,01170 / 0,65 \times (0,225^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,025 < \mu_R = 0.392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,135}) = \mathbf{0,031}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,088) = \mathbf{0,222 \text{ m}}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01461}{0,217 \times 347,826} = \mathbf{1,514 \text{ cm}^2}$$

Les choix est de : **3T12 = 3,39 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 25}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,625 ; 1,765) \text{ cm}^2$$

Donc **A_{st} ≥ 1,765 cm² → CV**

- **En Appui :**

$$M_{\max} = 19,95 \text{ KN.m}$$

M_{max} < Mt → on fait le calcul pour la même section rectangulaire (12x 25 cm²).

$$b = 0,12 \text{ m} ; d = 0,225 \text{ m} ; h = 0,25 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 0,01995 / 0,12 \times (0,225^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,231 < \mu_R = \mathbf{0.392}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,201}) = \mathbf{0,334}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,283) = \mathbf{0,194 \text{ m}}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01733}{0,199 \times 347,826} = \mathbf{2,94 \text{ cm}^2}$$

On prend ; **A_{st} = 2T14 = 3, 08cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{12 \times 25}{1000} ; 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (0,3; 0,32) \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} \geq 0,32 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

b. ELS :

- En travée :

$$M_{s \text{ Max}} = 10,28 \text{ Kn.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$32,5 X^2 - 50,85 (22,5 - X) = 0$$

$$32,5 X^2 + 50,85X - 1144,125 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 389,001$$

→ $X = 5,20 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$ → l'axe neutre tombe se trouve la nervure, donc :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) - \left(\frac{b-b_0}{2}\right)(x - h_0)^2 = 0$$

$$32,5 X^2 - 50,85 (22,5 -) - 26,5 (x - 5)^2 = 0$$

$$32,5 X^2 + 50,85X - 1144,125 - 26,5 x^2 - 662,5 + 265 x = 0$$

$$6 x^2 + 315,85 x - 1806,625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 378,312 \rightarrow X = 5,20 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3}\right)(x - h_0)^3 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \cdot 5,2^3}{3} - \left(\frac{65-12}{3}\right) (5,2 - 5)^3 + 15 \times 3,39 (22,5 - 5,2)^2$$

$$I = 18265,2618 \text{ cm}^4$$

Calcul des la contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,28 \times 10^{-5} \times 5,2}{18265,2618 \times 10^{-8}} = 2,926 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \frac{10,28 \times 10^{-5} (22,5 - 5,20)}{18265,2618 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 146,05 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n x f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{25,15 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,225}$$

$$\tau_u = 0,931 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

III.1.8.2 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} (\phi_1 ; h/35 ; b_0/10) = \text{min} (1,2 ; 25/35 ; 12/10)$$

$$\phi_t \leq 0,71$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ cm}$

a. Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 V2003:

Zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \text{min} (25/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

On prend $St = 5 \text{ cm}$

Zone courant :

$$St \leq h/2 = 25/2$$

On prend $St = 10 \text{ cm}$

b. Condition de non fragilité:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{0,28 \cdot 400}{12 \cdot 10} \geq \text{Max} (0,328 ; 0,4) \text{ Mpa}$$

$$0,94 \geq 0,328 \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

c. Vérification au glissement:

$$\text{En appui : } V_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} \leq 0 \text{ (BAEL91 page 83; A6.1;3)}$$

Avec :

$$Mu = 14,61 \text{ KN.m ; } Vu = 25,15 \text{ KN}$$

$$-46,99 \leq 0 \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis

III.1.8.3 Calculer de l'encrage :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s'}$$

$$\text{avec : } T_s' = 0,6(\psi)^2 f_{ij} \quad (\psi = 1,5 \text{ acier HA})$$

$$T_s' = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ Mpa}}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte un crochet à } 90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$$

$$\mathbf{R = 5.5\phi} \text{ (acier HA)} \rightarrow R = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r$$

$$\text{Avec } L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \quad (\text{Règle CBA})$$

$$L_2 = 423 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66)$$

$$\mathbf{L_2 = 54,06 \text{ mm}}$$

$$L \geq 54,06 + 66 + \frac{12}{2}$$

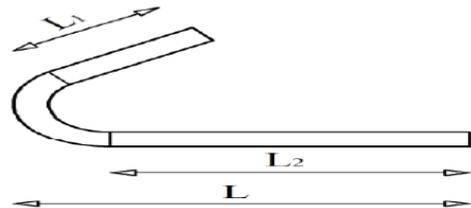


Figure III.3 : Ancrage des armatures

$$L \geq 126,06 \text{ mm}$$

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

• **Tableau d'ancrage des armatures :**

Tableau III.8 : Tableau d'ancrage des armatures

\varnothing (mm)	Ts' (Mpa)	Ls (cm)	L1 (cm)	r (cm)	L2 (cm)	L (cm)
12	2,835	42,328	12	6,6	5,40	15
14	2,835	49,38	14	7,7	6,34	15

III.1.8.4 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{\text{admissible}} \text{ Avec } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

$$L = 4,80 \text{ m} \rightarrow f_{\text{admissible}} = 0,0098 \text{ m}$$

Calcul de f :

$$I_0 = \frac{bXh^3}{12} + 15 X Ast \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0,65X0,25^3}{12} + 15 X 3,39 X 10^{-4} \left(\frac{0,25}{2} - 0,025\right)$$

$$I_0 = 13,545 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda i = \frac{0,05 X f_{t28}}{\varphi(2+3 X \frac{b_0}{b})} \text{ Avec } \varphi = \frac{Ast}{b_0 X d} = \frac{3,39 X 10^{-4}}{0,12 X 0,225} \rightarrow \varphi = 0,0125$$

$$\text{Donc } \lambda i = \frac{0,105}{0,0319} \rightarrow \lambda i = 3,29$$

$$u = 1 - \frac{1,75 X f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_s + f_{t28}} \rightarrow u = 0,81$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 X I_0}{1 + \lambda_i X u} \rightarrow I_{fi} = \frac{1,1 X 13,545 X 10^{-4}}{1 + 3,29 X 0,81} \rightarrow I_{fi} = 4,065 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i X I_{fi}} = \frac{0,01028}{32164,2 X 4,065 \cdot 10^{-4}} = 0,00786 \text{ m}^{-1}$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc la flèche: } f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{4,80^2}{10} \cdot 0,00786$$

$$\rightarrow f = 0,018 < f_{\text{admissible}} = 0,0098 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

III.1.8.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles:

Tableau III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles

Niveau	Type de poutrelle	Ast calculé (cm ²)		Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement (cm)	
		En travée	En appui	En travée	En appui		Zone nodale	Zone courant
RDC	Type 1	1,656	2,651	3T12	2T14	Ø6	5	10
	Type 2	1,514	2,942	3T12	2T14			
	Type 3	1,505	2,589	3T12	2T14			
Bureaux (Etage1...3)	Type 1	1,24	1,939	3T12	2T14	Ø6	5	10
	Type 2	1,135	2,121	3T12	2T14			
	Type 3	1,127	1,877	3T12	2T14			
	Type 4	1,808	2,295	3T12	2T14			
	Type 5	1,092	2,121	3T12	2T14			
Habitation (4...9)	Type 1	1,0754	1,66	3T12	2T14	Ø6	5	10
	Type 2	0,983	1,813	3T12	2T14			
	Type 6	1,522	2,108	3T12	2T14			
Terrassein accessible	Type 1	1,15	1,788	3T12	2T14	Ø6	5	10
	Type 2	1,053	1,955	3T12	2T14			
	Type 6	1,631	2,276	3T12	2T14			

III.1.9 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Suivant B.A.E.L 91 : si

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4 L_1}{f_e} \quad (L_1 \text{ en cm})$$

- $L_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

$f_e = 500 \text{ Mpa}$

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $5 \text{ } \emptyset (20 \times 20) \text{ cm}^2$

III.2 Etude de l'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main

III.2.2 Evaluation des charges :

La masse volumique de béton = **2500 Kg /m³**.

a. Poids propre (effort normal):

$$G_1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère: $S=685\text{cm}^2$

$$G_1 = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 1,47 = 0,588 \text{ KN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

D'après RPA99 V2003 : $Q = F_p = 4 \times A_x \times C_p \times W_p$

A : Coefficient d'accélération de la zone ($A = 0,1$; zone I; groupe d'usage 2)

C_p : facteur de la force horizontale ($C_p = 0,8$)

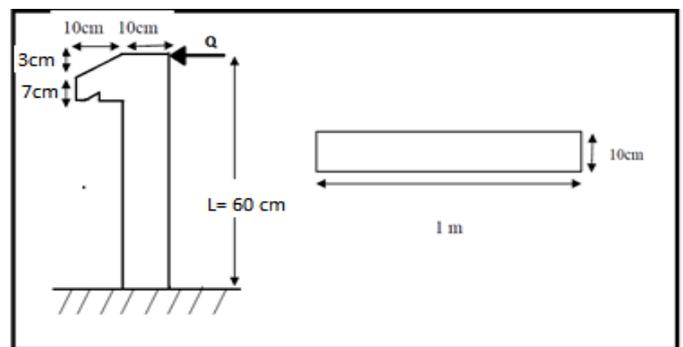


Figure III.4 : Dimension de l'acrotère

$$U = 147,44 \text{ cm}$$

W_p = poids de l'élément secondaire (l'acrotère)

$$W_p = G_1 + G_2 = 2,30 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow F_p = 0,736 \text{ KN/ml}$$

III.2.2.1 Calcul à l'E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,30 \quad \rightarrow \quad N_u = 3,105 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h \quad \rightarrow \quad M_u = 0,662 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité à l'ELU:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{250} = \text{éxtreñcité additionel} \right.$$

$$e_0 = \max \left\{ \frac{60}{250} = 0,24 \text{ cm} \rightarrow e_0 = 2 \text{ cm} \right.$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 : \text{Excentricité du 1er ordre à l'E.L.U}$$

$$e_1 = \frac{0,662}{3,105} + 0,02 = 0,233 \text{ m}$$

Sollicitations ultimes corrigées pour flambement Puisque $N_u > 0$ est une compression.

Elancement géométrique :

$$l_f = 2.l_0$$

Excentricité du second ordre :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{W_P}{W_P + F_P}$$

$$\alpha = \frac{2,30}{2,30 + 0,736} = 0,76$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} (2 + 0,76 \cdot 2) = 0,015 \text{ m}$$

Avec $\varphi = 2$

Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = 3,105 \text{ KN/ml} \\ M_u = N_u(e_1 + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 3,105 \text{ KN/ml} \\ M_u = 3,105(0,233 + 0,015) = 0,77 \text{ KN.m} \\ e_0 = 0,233 + 0,015 = 0,248 \text{ m} \end{cases}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = e_0 + (d - \frac{h}{2}) \\ M_{uA} = N_u x e_A \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_A = 0,248 + (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 0,278m \\ M_{uA} = 3,105 \times 0,278 = 0,863KN.m \end{cases}$$

III.2.2.2 Calcul à l'E.L.S:

$$N_{ser} = W_p = 2,30KN/ml$$

$$M_{serG0} = F_p x h = 0,736 \times 0,6 = 0,441 KN.m$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{serG0}}{N_{ser}} = \frac{0,441}{2,30} = 0,191m.$$

On remarque que e_0 à l'E.L.U est différent a celle de l'E.L.S.

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = e_{0ser} + (d - \frac{h}{2}) \\ M_{serA} = N_{ser} x e_A \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_A = 0,191 + (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 0,221m \\ M_{serA} = 2,30 \times 0,221 = 0,508 KN.m \end{cases}$$

III.2.3 Détermination du Ferrailages :

a. Armatures longitudinales :

Moment réduit de référence à l'E.L.U:

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} (1 - 0,4 \frac{h}{d})$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{10}{8} (1 - 0,4 \frac{10}{8}) = 0,5$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,863 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,17} = 0,009$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ section partiellement tendue

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{0,863}{0,508} = 1,69$$

$$u_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4}$$

$$u_{lu} = 0,398$$

$$u_{bu} < u_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,0795 m$$

$$A = \frac{M_{uA}}{Z_b x f_{ed}} = \frac{0,863 \cdot 10^{-3}}{0,0795 \times 348} = 0,311 \text{ cm}^2/ml$$

Armatures en flexion composée :

Section minimale :

$$A_{min} = \text{MAX} \left\{ \frac{4 \text{ cm}^2}{\frac{\text{périmètre (m)}}{100}} \right\} \rightarrow \left\{ \frac{4 \text{ cm}^2}{1,47}, \frac{0,2 \times (10 \times 100)}{100} \right\}$$

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{matrix} 2,72 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ cm}^2 \end{matrix} \right\} \Rightarrow A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures **4T10 = 3,14 cm²** ; st = 15cm

b. Armature de répartition

$$A_r = A/4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures **4T8 = 2,01 cm²** avec st = 15cm.

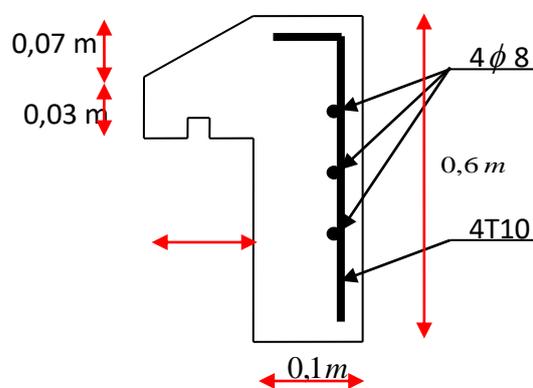
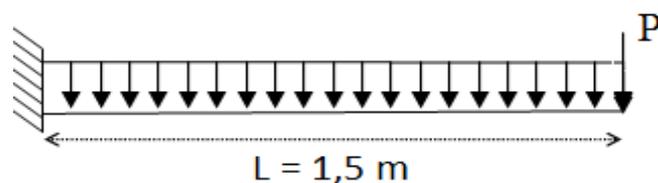


Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère

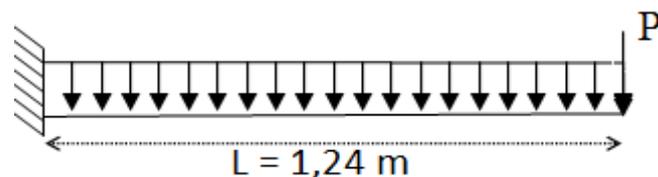
III.3 Dalle pleine Balcon :

Dans ce projet on a deux types de balcon:

Type 1 :



Type 2 :



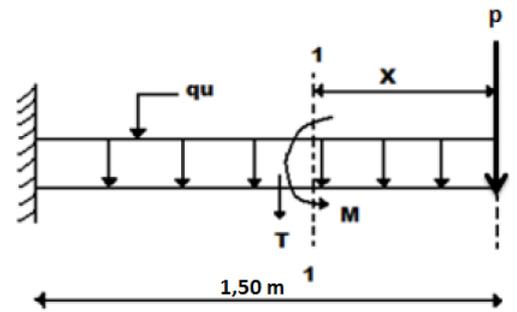
Donc on prend **type 1** comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif :

III.3.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Calcul de l'épaisseur :

$$h \geq \frac{Lx}{30} \rightarrow h \geq \frac{150}{30} \rightarrow h \geq 5 \text{ cm}$$

Donc on prend $h_{\min} = 15 \text{ cm}$



III.3.2 Combinaisons d'action:

Le calcul se fait comme une console pour une bande de 1ml.

$$G = 5,17$$

$$Q = 3,5$$

P : Charge du maçonnerie (ponctuelle)

$P =$ double parois + Enduit (ext et int)

$$P = 3,05 \text{ KN/m}^2$$

Sur une bande, d'une section rectangulaire, de largeur de 1 m, on aura :

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,23 \\ p_u = 1,35P = 4,12 \\ q_s = G + Q = 8,67 \\ P_s = P = 3,05 \end{cases}$$

III.3.3 Calcul moment et effort tranchant :

a. l'ELU :

Section 1-1 : $0 < X < 1,5$

$$M(x) = -q_u x \frac{x}{2} - P_u x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = -19,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -q_u x - P_u \rightarrow \begin{cases} T(0) = -4,12 \text{ KN} \\ T(1,5) = -22,46 \text{ KN} \end{cases}$$

b. l'ELS :

Section 1-1 : $0 < X < 1,5$

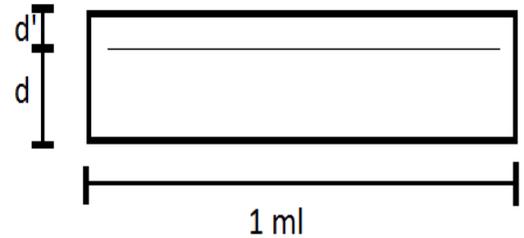
$$M(x) = -q_s x \frac{x}{2} - P_s x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = -14,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -q_s x - P_s \rightarrow \begin{cases} T(0) = -3,05 \text{ KN} \\ T(1,5) = -16,05 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.4 Calcul du ferrillage de la dalle plein balcon :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ d' = 0,1h = 1,5 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$



a. ELU :

$$M_{\max} = 19,94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 0,01994 / 1 \times (0,135^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,077 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,077}) = 0,10$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225(1 - 0,4 \times 0,10) = 0,129 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01461}{0,217 \times 347,826} = 4,424 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{st \min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Section minimum du RPA :**

$$A_{st \min} = 0,5\% (b \cdot h) = 7,5 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **5T14=7,70 cm²**

- **Armature de répartitions :**

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

Le choix est : **3T10**

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \cdot 15; 33) = 33 \text{ cm} \quad \text{B.A.E.L 91}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

b. ELS:

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \cdot 7,70(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 112,5x - 1518,75 = 0 \Rightarrow x = 4,5 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2 \Rightarrow I = 12393 \text{ cm}^4 = 1,239 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{14,33 \cdot 10^{-3} \cdot 0,045}{1,239 \cdot 10^{-4}} = 5,20 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 14,33 \cdot 10^{-3} (0,135 - 0,045)}{1,239 \cdot 10^{-4}} = 156,17 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

- **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 5,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 156,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \rightarrow \text{CV}$$

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22,46 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

d. Vérification la flèche :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,5} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,104 > 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70 \cdot 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0057 < 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

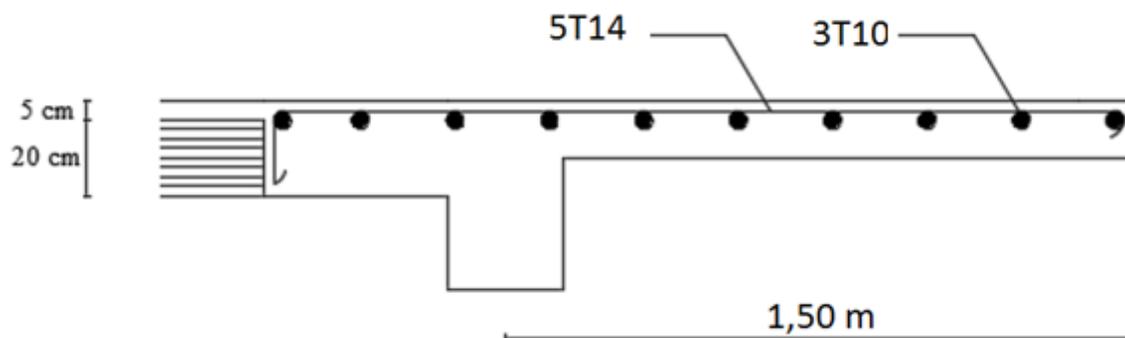


Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine balcon de Type 1

III.4.5 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Tableau III.10 : Tableau de ferrailages des balcons

	Armature longitudinal (cm ² /ml)			Armature de répartition (cm ² /ml)	
	A _{st} calculé (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{st} choisi	A _r calculé (cm ²)	A _r choisi
Type 1	4,424	7,5	5T14=7,7	1,92	3T10=2,36
Type 2	3,182	7,5	5T14=7,7	1,92	3T10=2,36

III.4 Étude des escaliers :

L'escalier est une succession des gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux de l'immeuble.

Cette structure présente des hauteurs d'étage différents, et pour cela on distingue deux types d'escaliers ; et on a aussi deux cages d'escalier.

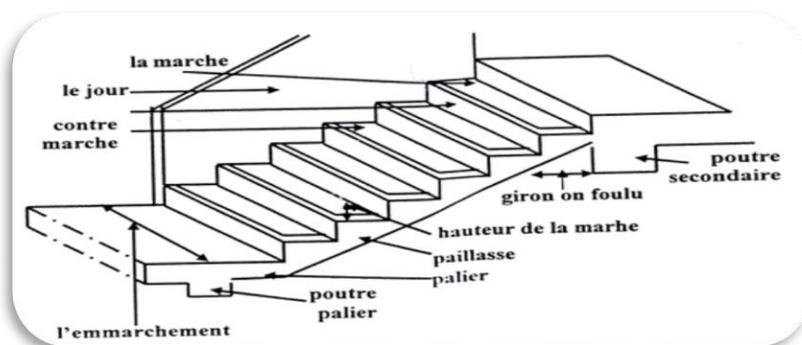


Figure III.7 : Schéma d'escalier

III.4.1 Dimensionnement des escaliers :

Pour passer d'un étage à un autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20 cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

$$g + 2h = m; \text{ Avec: } 59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$$

Dans ce cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte : $h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$

Tableau III.11: Dimension d'escalier

Niveaux	H(m)	h(m)	n	n'	g(m)
sous-sols et les étages courants	3,23	0,17	19	18	0,30
RDC	3,74	0,17	22	21	0,30

H : hauteur de l'étage.

h : hauteur de la marche.

n : nombre de contre marches.

n' : nombre de marches.

g : largeur de la marche.

III.4.2 Les différents types d'escaliers :

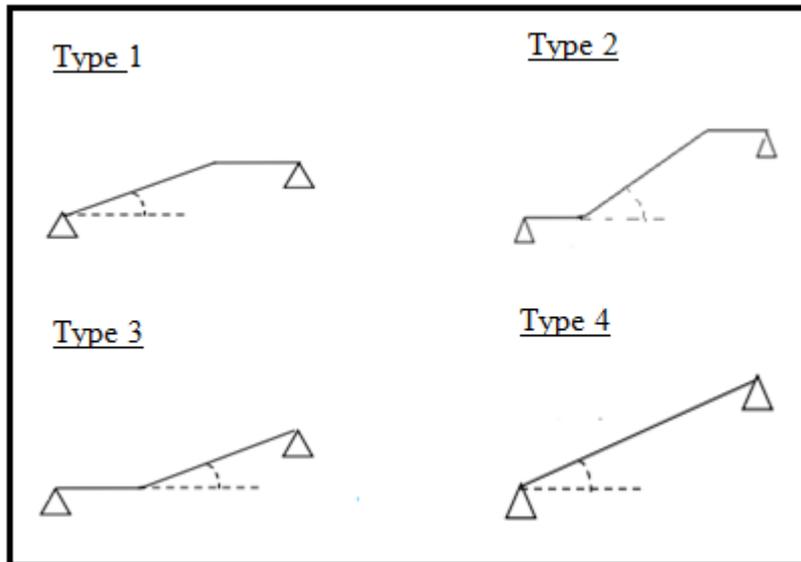


Figure III.8 : Les différents types d'escaliers

Tableau III.12: Les différents types d'escaliers

Niveau	Type	Volée1	Type	Volée2	Type	Volée3
Sous-sols et les étages courants	Type 1		Type 2		Type 3	
RDC	Type 1		Type 4		Type 4	

III.4.3 L'inclinaison de la paillasse :

$$\alpha = \arctg\left(\frac{Hv}{Lv}\right)$$

Avec :

Hv : la hauteur verticale de la volée.

L_v : la largeur horizontale de la volée.

Tableau III.13 : Les caractéristiques de différentes cages d'escalier

Niveau	Cage d'escalier	Volée	Type	L _v (m)	H _v (m)	L _p (m)	α
Sous-sols et les étages courants	Cage d'escalier 1	Volée1	Type1	1,50	1,02	1,20	34,21
		Volée2	Type2	1,80	1,19	L _p 1=1,20	33,46
						L _p 2=1,30	
		Volée3	Type3	1,50	1,02	1,20	34,21
	Cage d'escalier 2	Volée1	Type1	1,80	1,19	1,20	33,46
		Volée2	Type2	1,20	0,85	L _p 1=1,20	35,31
						L _p 2=1,40	
		Volée3	Type3	1,80	1,19	1,20	33,46
RDC	Cage d'escalier 1	Volée1	Type1	1,50	1,02	1,20	34,21
		Volée2	Type4	3,10	1,53	/	26,26
		Volée3	Type4	2,70	1,19	/	23,78
	Cage d'escalier 2	Volée1	Type1	1,80	1,19	1,20	33,46
		Volée2	Type4	2,60	1,19	/	24,59
		Volée3	Type4	3,00	1,36	/	24,38

III.4.4 L'épaisseur de la paillasse (e_v):

On va calculer avec la volée la plus longue :

$$L_{\max}=180 \text{ cm}$$

$$\frac{l_v}{30} \leq e_v \leq \frac{l_v}{20}$$

$$l_v = \frac{L_v}{\cos \alpha} = \frac{310}{\cos(26,26)} = 245 \text{ cm } (l_v : \text{longueur de volée}).$$

$$\frac{245}{30} \leq e_v \leq \frac{245}{20} \rightarrow 8,16 \leq e_v \leq 12,25 \quad \text{On prend : } e_v = 12 \text{ cm.}$$

III.4.5 L'épaisseur de palier (e_p):

On calcule avec L_{max} :

$$L_{\max}=140 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq e_p \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{140}{20} \leq e_p \leq \frac{140}{15} \rightarrow 7 \leq e_p \leq 9,33 \rightarrow \text{On prend : } e_p = 12 \text{ cm.}$$

III.4.6 Descente des charges sollicitant l'escalier :

III.4.6.1 Palier :

Tableau III.14 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier

Désignation	ep (cm)	ρ(kN/m ³)	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de ciment	2	20	0.4
Mortier de pose (sable fin)	2	17.5	0.35
Poids propre du palier	12	25	3
Enduit en plâtre	2	10	0.2

- Charge permanente → $G=4.39\text{KN/m}^2$
- Surcharge → $Q=2,5\text{KN/m}^2$

III.4.6.2 Paillasse:

Tableau III.15 : Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse

Désignation	ep (cm)	ρ(kN/m ³)	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	2	22	0.44
Mortier de ciment horizontal	2	20	0.4
Mortier de pose (sable fin)	2	17.5	0.35
Revêtement en carrelage vertical	2	$22 \cdot \frac{h}{g}$	0.25
Mortier de ciment vertical	2	$20 \cdot \frac{h}{g}$	0.23
Poids propre de la marche	$\frac{17}{2}$	22	1.87
Enduit en plâtre	2	$\frac{10}{\cos\alpha}$	$\frac{0,2}{\cos\alpha}$
Poids propre du paillasse	12	$\frac{25}{\cos\alpha}$	$\frac{3}{\cos\alpha}$

- Charge permanente → $G=3,54+\frac{3,2}{\cos\alpha}$
- Surcharge → $Q=2,5\text{KN/m}^2$

III.4.7 Evaluation des sollicitations

Sur une bande, d'une section rectangulaire, et de largeur de 1 m, on a :

a. ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

b. ELS

$$q_s = G + Q$$

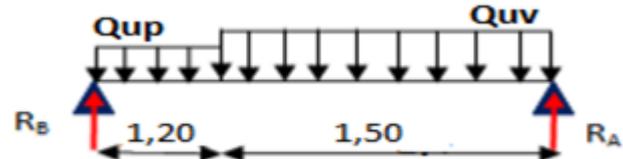
III.4.7.1 Détermination des efforts internes des escaliers :

Calcul d'escalier type 1 : (cage d'escalier 1)

$$G = 3,54 + \frac{3,2}{\cos \alpha} = 3,54 + \frac{3,2}{\cos(34,21)} = 7,41 \text{ KN/m}^2 \text{ (paillasse)}$$

$$G = 4,39 \text{ KN/m}^2 \text{ (palier)}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$



a. ELU

$$q_{uv} = 1,35(7,41) + 1,5(2,5) = 13,75 \text{ KN/ml}$$

$$q_{up} = 1,35(4,39) + 1,5(2,5) = 9,68 \text{ KN/ml}$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - 13,75 \cdot (1,50) - 9,68(1,20) \rightarrow R_A + R_B = 32,24$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A(2,70) - 13,75(1,5)\left(\frac{1,5}{2} + 1,2\right) - 9,68\left(\frac{1,20^2}{2}\right) = 0$$

$$R_A = 17,48 \text{ KN}$$

$$R_B = 14,76 \text{ KN}$$

- **Le moment fléchissant :**

$$0 < x < 1,5 : M(x) = R_A \cdot x - 13,75 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M(1,5) = 10,75 \text{ KN.m}$$

$$1,5 < x < 2,7$$

$$M(x) = R_A \cdot x - 13,75(1,5)\left(x - \frac{1,5}{2}\right) - 9,68\left(\frac{(x-1,5)^2}{2}\right)$$

$$\rightarrow M(1,5) = 10,75 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M(2,7) = 0 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = R_A - 13,75x$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 1,27 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{\max} = 11,11 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 16,19 \text{ KN}$$

b. ELS

Avec la même méthode utilisée ci-dessus à l'ELU

$$R_A=12,57\text{KN}$$

$$R_B=10,56\text{KN}$$

$$M_{s\max}=7,97\text{KN.m}$$

$$T_{s\max}=12,57\text{KN}$$

Tableau III.16 : Les efforts internes pour les différentes volées

Les types des escaliers			ELU		ELS	
			Mmax(KN.ml)	Tmax(KN)	Mmax(KN.ml)	Tmax(KN)
1	Cage d'escalier 1	Volée 1	11,11	17,48	7,97	12,57
		Volée 2	27,57	24,79	20,48	17,56
		Volée 3	11,11	17,48	7,97	12,57
	Cage d'escalier 2	Volée 1	13,99	19,58	10,06	14,09
		Volée 2	21,43	21,01	15,37	15,03
		Volée 3	13,99	19,58	10,06	14,09
2	Cage d'escalier 1	Volée 1	11,11	17,48	7,97	12,57
		Volée 2	16,04	20,69	11,54	14,89
		Volée 3	11,37	16,85	8,17	12,11
	Cage d'escalier 2	Volée 1	13,99	19,58	10,06	14,09
		Volée 2	10,53	16,19	7,56	11,64
		Volée 3	14,02	18,69	10,07	13,43

III.4.7.2 Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastrée. ($0.85M_0$ en travée et $0.5M_0$ en appuis).

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable ; comme exemple de calcul on prend le volée 2 de cage d'escalier 1 car c'est le plus défavorable.

Donnée : $b=1\text{ml}$; $h=12\text{cm}$; $d=0,9h=10,8\text{cm}$

a. ELU

- En travée :

$$M_{ut}=27,57\text{KN.m}$$

$$M_t=0,85M_{\max}=23,43\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23,43 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 108^2 \cdot 14,17} = 0,142 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc}=0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,142)}) = 0,192$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,099$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,43 \cdot 10^{-3}}{0,099 \cdot 348} = 6,80 \text{cm}^2/\text{ml} \quad \left(\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \right)$$

Choix 9T12, $A_{st}=10,18\text{cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec} (f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa})$$

$$9,03\text{cm}^2 \geq 1,30\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Armaturer de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,545\text{cm}^2 \rightarrow A_r = 4\text{T10}/\text{ml} = 3,14\text{cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm})$$

$$S_t = \frac{100}{9} = 12 \text{cm} < \min (36, 33\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$$

- **En appuis :**

$$M_{ut}=27,57\text{KN.m}$$

$$M_t=0,5M_{\max}=13,79\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,79 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 108^2 \cdot 14,17} = 0,083 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc}=0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,083)}) = 0,108$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,061$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,79 \cdot 10^{-3}}{0,061 \cdot 348} = 6,49 \text{cm}^2/\text{ml} \quad \left(\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \right)$$

Choix 6T12, $A_{st}=6,79\text{cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec} (f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa})$$

$$6,79\text{cm}^2 \geq 1,30\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Armaturer de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,697\text{cm}^2 \rightarrow A_r = 3\text{T10}/\text{ml} = 2,36\text{cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm})$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 17 \text{ cm} < \min (36, 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. ELS

- **En travée :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \cdot 10,18 (10,8-x) = 0$$

$$50x^2 + 152,7x - 1649,16 = 0$$

$$\Delta = 152,7^2 - 4(50)(-1649,16) = 353149,29$$

$$\sqrt{\Delta} = 594,26 \rightarrow X = 4,42\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(4,42)^3}{3} + 15 \cdot 10,18(10,8-4,42)^2 \rightarrow I = 9093,92\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{20,48.0,85 \cdot 10^{-3} \cdot (4,42)10^{-2}}{9093,92 \cdot 10^{-4}} = 8,46\text{MPa} \left. \vphantom{\frac{M_s \cdot x}{I}} \right\} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{20,48.0,85 \cdot 10^{-3}(10,8-4,42)10^{-2}}{9093,92 \cdot 10^{-4}} = 183,19\text{MPa} \left. \vphantom{\frac{M_s(d-x)}{I}} \right\} \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_c ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) = 201,63\text{MPa}$$

- **En appuis :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \cdot 6,79 (10,8-x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1099,98 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 479,97 \rightarrow X = 3,78\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(3,78)^3}{3} + 15 \cdot 6,79(10,8-3,78)^2 \rightarrow I = 6952,60\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{20,48 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} \cdot (3,78) \cdot 10^{-2}}{6952,60 \cdot 10^{-4}} = 5,57 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV} \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{20,48 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} \cdot (10,8 - 3,78) \cdot 10^{-2}}{6952,60 \cdot 10^{-4}} = 155,09 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV} \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0,02479}{1,0 \cdot 1,08} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uadm} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \tau_u < \tau_{uadm} \rightarrow \text{CV}$$

Tableau III.17 : Ferrailage des escaliers

Les types des escaliers			Armatures long (cm ²)				Armature de répartition			
			Travée		appuis		travée		appuis	
			A _{st} calc (cm ²)	Fer choisi						
1	Cage d'escalier 1	Volée 1	2,59	4T12	1,51	3T12	1,13	3T10	0,85	3T10
		Volée 2	6,80	9T12	6,49	6T12	2,54	4T10	1,69	3T10
		Volée 3	2,59	4T12	1,51	3T12	1,13	3T10	0,85	3T10
	Cage d'escalier 2	Volée 1	3,28	5T12	1,90	3T12	1,41	3T10	0,85	3T10
		Volée 2	5,14	6T12	2,95	4T12	1,69	3T10	1,13	3T10
		Volée 3	3,28	5T12	1,90	3T12	1,41	3T10	0,85	3T10
2	Cage d'escalier 1	Volée 1	2,59	4T12	1,51	3T12	1,13	3T10	0,85	3T10
		Volée 2	3,79	5T12	2,18	3T12	1,41	3T10	0,85	3T10
		Volée 3	2,65	4T12	1,53	3T12	1,13	3T10	0,85	3T10
	Cage d'escalier 2	Volée 1	3,28	5T12	1,90	3T12	1,41	3T10	0,85	3T10
		Volée 2	2,45	4T12	1,42	3T12	1,13	3T10	0,85	3T10
		Volée 3	3,29	4T12	1,90	3T12	1,13	3T10	0,85	3T10

III.4.8 Etude de la poutre palière :

III.4.8.1 Dimensionnement :

D'après le **BAEL91** modifié **99** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \rightarrow 28,66 \leq h \leq 43$$

On prend $h=35\text{cm}$; $b=30\text{cm}$

$$d=0,9.h=31,5\text{cm}$$

Vérification selon RPA99V2003 :

- $b > 20\text{cm} \rightarrow \text{CV}$
- $h > 30\text{cm} \rightarrow \text{CV}$
- $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \text{CV}$

Donc la section de la poutre palière (35 X30) cm^2

III.4.8.2 Descente de charge :

Palier inférieur :

$$G1=0,3.0,35.25+3,05(3,74-1,02-0,4)+4,39.1,2=14,97\text{KN/ml}$$

Palier supérieur :

$$G2=0,3.0,35.25+3,05(3,74-2,21-0,4)+4,39.1,3=11,78\text{KN/ml}$$

Paillasse :

$$G3=[(0,3.0,35.25)/\cos(33,46)]+3,05[(3,74/2)-0,4]=5,22\text{KN/ml}$$

III.4.8.3 calcul des efforts internes :

Après avoir utilisé le SAP2000, on a trouvé les efforts internes suivants :

$$M_{\text{umax}}=24,78\text{KN.m} ; T_{\text{umax}}=30,48\text{KN}$$

$$M_{\text{smax}}=18,36\text{KN.m} ; T_{\text{smax}}=22,58\text{KN}$$

III.4.8.4 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple et les résultats :

$$H=0,35 ; b=0,30\text{m} ; d=0,9h=0,315\text{m} ; f_{c28}=25\text{MPa}$$

$$F_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; \sigma_{st}=348\text{MPa}$$

a. ELU

- **En travée :**

$$M_{\text{ut}}=24,78\text{KN.m}$$

$$M_t=0,85M_{\text{max}}=21,06\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{21,06.10^{-3}}{0,3.0,315^2.14,17} = 0,049 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc}=0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,049)}) = 0,063$$

$$z=d(1-0,4\alpha)=0,307$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,06 \cdot 10^{-3}}{0,063 \cdot 348} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **3T12** ; $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa})$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **En appuis :**

$$M_{ut}=24,78 \text{ KN.m}$$

$$M_t=0,5M_{\max}=12,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12,39 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17} = 0,029 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A } (A_{sc}=0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,029)}) = 0,037$$

$$z=d(1-0,4\alpha)=0,31$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,39 \cdot 10^{-3}}{0,31 \cdot 348} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : **3T12** ; $A_{st}=3,39 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

b. ELS

- **En travée :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \cdot 3,39 (31,5-x) = 0$$

$$15x^2 + 50,85x - 1601,77 = 0$$

$$\Delta = 50,85^2 - 4(15)(-1601,77) = 98691,92$$

$$\sqrt{\Delta} = 314,15 \rightarrow X = 8,78 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d-x)^2$$

$$I = \frac{30(8,78)^3}{3} + 15 \cdot 3,39(31,5-8,78)^2$$

$$I = 33024,75 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{18,36,0,85 \cdot 10^{-3} \cdot (8,78) 10^{-2}}{33024,75 \cdot 10^{-4}} = 4,14 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= n \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \frac{18,36,0,85 \cdot 10^{-3} (31,5-8,78) 10^{-2}}{33024,75 \cdot 10^{-4}} = 161,22 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} &= \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

• **En appuis :**

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) &= 0 \\ \frac{30x^2}{2} - 15 \cdot 3,39 (31,5-x) &= 0 \rightarrow 15x^2 + 50,85x - 1601,77 = 0 \\ \sqrt{\Delta} &= 314,15 \rightarrow X = 8,78 \text{ cm} \end{aligned}$$

Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d-x)^2 \\ I &= \frac{30(8,78)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 (31,5-8,78)^2 \rightarrow I = 33024,75 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Vérification des contraintes :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{18,36,0,5 \cdot 10^{-3} \cdot (8,78) 10^{-2}}{33024,75 \cdot 10^{-4}} = 2,44 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= n \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \frac{18,36,0,5 \cdot 10^{-3} (31,5-8,78) 10^{-2}}{33024,75 \cdot 10^{-4}} = 94,84 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} &= \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

c. Vérification au cisaillement :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{0,03048}{0,30 \cdot 0,315} = 0,32 \text{ MPa} \\ \tau_{uadm} &= \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc } \tau_u < \tau_{uadm} \rightarrow \text{CV} \end{aligned}$$

d. Calcul d'espacement des cadres : D'après RPA99 V2003 on a :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$

$S_t \leq \min(8,75 ; 14,4 ; 30 \text{ cm})$ on prend $\rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \rightarrow$ on prend $S_t = 17 \text{ cm}$

III.5 Etude de l'ascenseur :

III.5.1 Introduction :

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur. Vue au nombre assez important d'étages, l'ascenseur est obligatoire.

Ils sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la benne
- Le contre poids

La cabine et le contre poids sont reliés par des câbles passant par poulie d'entraînement (poulie du treuil qui fonctionne par adhérence).

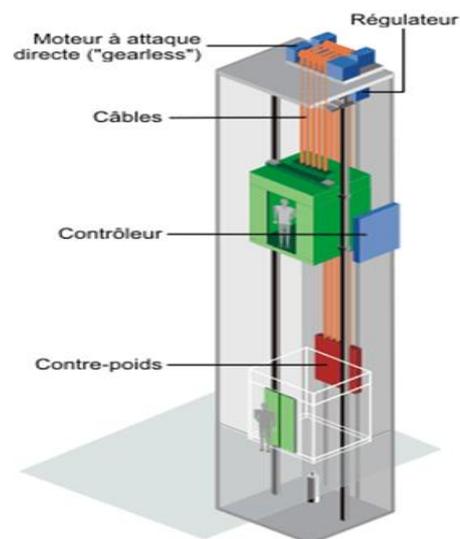


Figure III.9 : Schéma d'un ascenseur dans un bâtiment

III.5.2 Epaisseur de la dalle d'ascenseur :

$$l_x = 4,80\text{m} ; l_y = 5,69\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0,84 ; 0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 ; \text{ donc la dalle portant dans les deux sens.}$$

$$h > \frac{l_x}{40} \Rightarrow h > 12\text{cm} \text{ donc on prend } \mathbf{h=25\text{cm.}}$$

III.5.3 Evaluation des charges :

III.5.3.1 Charge d'exploitation :

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit(8) personnes. Alors le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de 630kg. (**Q=630kg**)

III.5.3.2 Charge permanentes :

- P_m (poids mort) : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles : P_m=2342,5kg.
- P_p : le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2657,5\text{kg}$.
- P_t : le poids de treuil : P_t=1200kg.
- M_g : le poids des câbles : $M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 35,81 = 36,67\text{kg}$

Avec : m : Masse linéaire du câble.

n : Nombre de câbles.

L : Longueur du câble.

$$G = P_m + P_p + P_t + M_g = 2342,5 + 2657,5 + 1200 + 36,67$$

$$G = 6236,67\text{kg}$$

III.5.3.3 Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(6236,67) + 1,5(630) \rightarrow Q_u = 9364,50\text{kg}$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q = 6236,67 + 630 \rightarrow Q_s = 6866,67\text{kg}$$

III.5.4 Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur est supposé appuyé sur quatre appuis. Il risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

$$q_u \leq 0,045 \cdot P_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

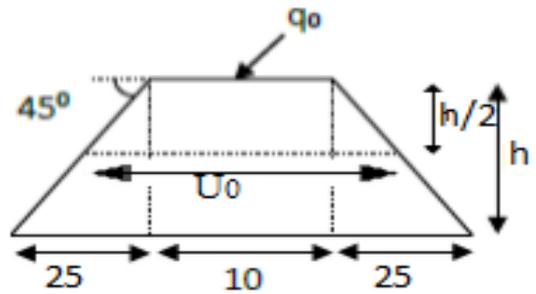
- q_u : la charge appliqué sur chaque appuis $q_u = \frac{Q_u}{4} = 2341,125\text{kg}$
- h : épaisseur total de la dalle.
- P_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentré q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$$U_0 = U + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_0 = V + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ P_c = 2(U_0 + V_0) = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25}{1,5} = 2625 \text{ kg} \geq q_u = 2341,125 \text{ kg}$$



Donc pas de risque de poinçonnement.

III.5.5 Evaluation du moment :

III.5.5.1 Les moments dus aux charges non concentrées :

En absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique de l'ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$ posé sur quatre appuis de 10 cm de chaque coté.

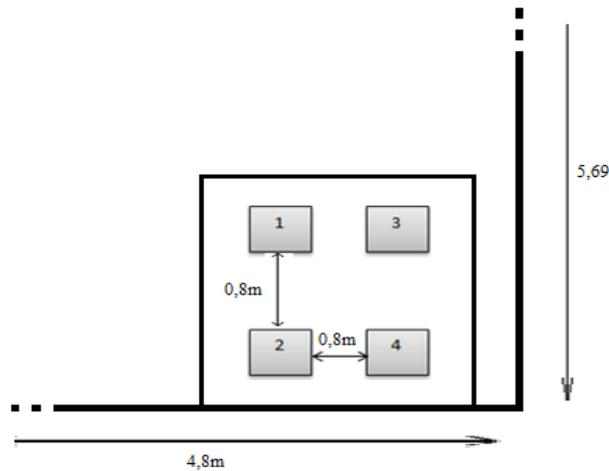
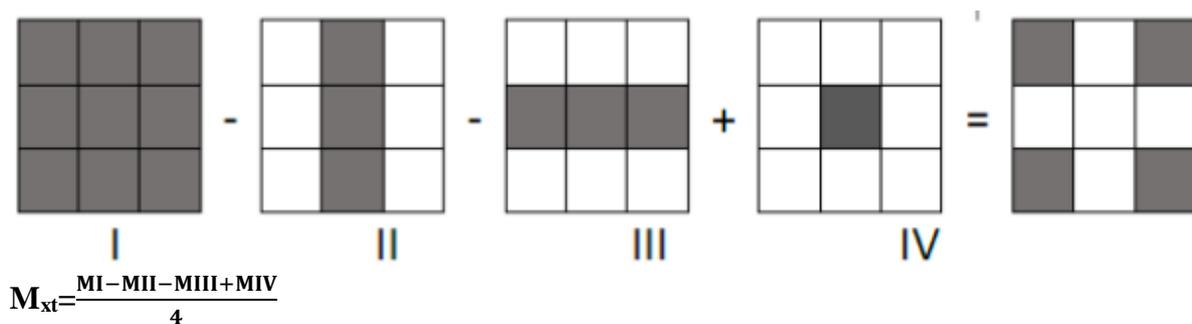


Figure III.10 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur

On calcule les moments dus aux charges concentrées, dans les quatre rectangles de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$; on utilise la méthode de PIGEAUD.



Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (\nu M_1 + M_2)P \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ (ELU)} \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_U = \frac{q_u}{S} \cdot U \cdot V = 2341,125 \cdot U \cdot V \dots \text{ELU} \\ P_S = \frac{q_s}{S} \cdot U \cdot V = 1716,67 \cdot U \cdot V \dots \text{ELS} \end{cases} \quad \text{Avec : } P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,8}{5,69} = 0,84$$

Tableau III.18 : Les moments isostatiques des rectangles à ELU

	U	V	$\frac{U0}{l_x}$	$\frac{V0}{l_x}$	M1 (KN.m)	M2 KN.m	Pu (KN)	M _{xu} KN.m	M _{yu} KN.m	M _{xt} (KN.m)	M _{yt} (KN.m)
I	1	1	0,26	0,22	$16,8 \cdot 10^{-2}$	$12,8 \cdot 10^{-2}$	2341,1	393,31	299,66	4,21	4,68
II	1	0,8	0,26	0,18	$17 \cdot 10^{-2}$	$14 \cdot 10^{-2}$	1872,9	318,39	262,21		
III	0,8	1	0,225	0,22	$17,5 \cdot 10^{-2}$	$13 \cdot 10^{-2}$	1872,9	327,76	243,48		
IV	0,8	0,8	0,225	0,18	$18 \cdot 10^{-2}$	$15 \cdot 10^{-2}$	1498,3	269,69	224,75		

$M_{xu} = 4 \times M_{xt} \rightarrow M_{xu} = 16,84 \text{KN.m}$

$M_{yu} = 4 \times M_{yt} \rightarrow M_{yu} = 18,72 \text{KN.m}$

Tableau III.19 : Les moments isostatiques des rectangles à ELS

	U	V	$\frac{U0}{l_x}$	$\frac{V0}{l_x}$	M1 KN.m	M2 KN.m	Ps KN	M _{xs} KN.m	M _{ys} KN.m	M _{xt} (KN.m)	M _{yt} (KN.m)
I	1	1	0,26	0,22	$16,8 \cdot 10^{-2}$	$12,8 \cdot 10^{-2}$	1716,6	332,35	277,41	3,78	4,05
II	1	0,8	0,26	0,18	$17 \cdot 10^{-2}$	$14 \cdot 10^{-2}$	1373,3	271,92	238,96		
III	0,8	1	0,225	0,22	$17,5 \cdot 10^{-2}$	$13 \cdot 10^{-2}$	1373,3	276,04	226,60		
IV	0,8	0,8	0,225	0,18	$18 \cdot 10^{-2}$	$15 \cdot 10^{-2}$	1098,7	230,73	204,36		

$M_{xs} = 4 \times M_{xt} \rightarrow M_{xs} = 15,12 \text{KN.m}$

$M_{ys} = 4 \times M_{yt} \rightarrow M_{ys} = 16,2 \text{KN.m}$

III.5.5.2 Moments dues aux charges réparties :

$l_x = 4,8 \text{m} ; l_y = 5,69 \text{m} ; h = 0,25 \text{m}$

$$G=0,25 \times 25=6,25 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$Q= 1 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$\text{ELU} : 1,35G+1,5Q=9,938\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS} : G+Q=7,25\text{KN/ml}$$

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} = 0,84 < 1 \quad \text{donc la dalle portant dans les deux sens}$$

Calcul des moments fléchissant :(méthode de BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{array} \right.$$

Avec : les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,84$.

a. ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} u_x = 0,0517 \\ u_y = 0,6678 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,0517 \times 9,938 \times (4,8)^2 = 11,84 \text{KN.m} \\ M_y = 0,6678 \times 11,84 = 7,91 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

b. ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} u_x = 0,0586 \\ u_y = 0,7655 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,0586 \times 7,25 \times (4,8)^2 = 9,79 \text{KN.m} \\ M_y = 0,7655 \times 9,79 = 7,49 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

III.5.5.3 Les moments totaux appliqués sur la dalle :

a. ELU :

➤ **Sens « x »**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16,84 + 11,84 = 28,68 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_x = 22,944 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 8,604 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 14,34 \text{KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 22,944 + \frac{8,604 + 14,34}{2} = 34,416 < 1,25 \times 28,68 = 35,85 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{On augmente } M_t = 0,85 M_x = 24,378 \rightarrow 24,378 + \frac{8,604 + 14,34}{2} = 35,85 = 35,85 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Sens « y »**

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 18,72 + 7,91 = 26,63$$

$$M_t = 0,8 M_y = 21,304 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 7,989 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_y = 13,315 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_y \rightarrow 21,304 + \frac{7,989 + 13,315}{2} = 31,956 < 1,25 \times 26,63 = 33,288 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{On augmente } M_t = 0,85 M_x = 22,636 \rightarrow 22,636 + \frac{7,989 + 13,315}{2} = 33,288 = 35,85 \rightarrow \text{CV}$$

b. ELS :

➤ **Sens « x »**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15,12 + 9,79 = 24,91 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_x = 19,928 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_x = 7,473 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 12,455 \text{ KN.m}$$

Condition de BAEL91 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 19,928 + \frac{7,473 + 12,455}{2} = 29,892 < 1,25 \times 24,91 = 31,1375 \rightarrow \text{CNV}$$

$$\text{On augmente } M_t = 0,85 M_x = 21,1735 \rightarrow 21,1735 + \frac{7,473 + 12,455}{2} = 31,1375 = 31,1375 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Sens « y »**

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 16,2 + 7,49 = 23,69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_y = 18,952 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 M_y = 7,107 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0,5 M_x = 11,845 \text{ KN.m}$$

• **Condition de BAEL91 :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_y \rightarrow 18,952 + \frac{7,107 + 11,845}{2} = 28,428 < 1,25 \times 23,69 = 29,6125 \rightarrow \text{CNV}$$

On augmente $M_t = 0,85M_x = 20,1365 \rightarrow 20,1365 + \frac{7,107+11,845}{2} = 29,6123 = 29,6125 \rightarrow \text{CV}$

III.5.6 Calcul du ferrailage :

III.5.6.1 ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 24,378 \text{ KN.m} \\ M_a = 14,34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

a. En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,378 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,9 \times 0,25)^2 \cdot 14,17} = 0,034 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,034)}) = 0,043$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,221$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,378 \cdot 10^{-3}}{0,221 \cdot 347,83} = 3,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \left(\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \right)$$

Choix : **5T12** ; $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_c = 400 \text{ MPa})$$

$$5,65 \text{ cm}^2 \geq 2,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

b. En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,34 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,9 \times 0,25)^2 \cdot 14,17} = 0,004 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,004)}) = 0,006$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,224$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,34 \cdot 10^{-3}}{0,224 \cdot 347,83} = 1,83 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \left(\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa} \right)$$

Choix : **3T12** ; $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_c = 400 \text{ MPa})$$

$$3,39\text{cm}^2 \geq 2,72\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

c. Armaturer de répartition :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

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

En prend **3T8** de section **1,51 cm²**

d. Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(75, 33\text{cm}) \rightarrow \text{CV}$$

III.5.6.2 Vérification en ELS :

a. En travée :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \cdot 5,65(22,5-x) = 0$$

$$50x^2 + 84,75x - 1906,875 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 623,34 \rightarrow X = \frac{-84,75 + 623,34}{2(50)} = 5,39 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_{st} \cdot (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(5,39)^3}{3} + 15 \times 5,65(22,5-5,39)^2 \rightarrow I = 30030,43\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{21,17 \cdot 10^{-3} \cdot (5,39) \cdot 10^{-2}}{30030,43 \cdot 10^{-8}} = 3,79\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \end{aligned} \right\} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms(d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{21,17 \cdot 10^{-3} (22,5 - 5,39) 10^{-2}}{30030,43 \cdot 10^{-8}} = 180,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft_{28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

b. En appuis :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \cdot 3,39 (22,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 50,85x - 1144,125 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 481,02 \rightarrow X = \frac{-50,85 + 481,02}{2(50)} = 4,30 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(4,30)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 (22,5 - 4,30)^2 \rightarrow I = 19493,787 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{12,455 \cdot 10^{-3} \cdot (4,30) 10^{-2}}{19493,787 \cdot 10^{-8}} = 2,75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms(d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{12,455 \cdot 10^{-3} (22,5 - 4,3) 10^{-2}}{19493,787 \cdot 10^{-8}} = 174,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot ft_{28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

III.5.6.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \cdot d} \leq \tau_{uadm}$$

$$\tau_{uadm} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\gamma_b = 1,5 \text{ cas général})$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = \frac{9,938 \times 4,8 \times 5,69}{2 \times 4,8 + 5,69} = 17,75 \text{ KN}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{9,938 \times 4,8}{3} = 15,90 \text{ KN}$$

$$T_{\text{umax}} = \max(T_x ; T_y) = 17,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,01775}{1,0,9,0,25} = 0,078 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc } \tau_u < \tau_{\text{uadm}} \rightarrow \text{CV}$$

Tableau III.20: Récapitulation des résultats de ferrailage

	Armatures long (cm ²)		Armature de répartition (cm ²)	
	A _{st} calculé cm ²	Fer choisi	A _{st} calculé cm ²	Fer choisi
En travée	3,17	5T12	1,41	3T8
En appuis	1,83	3T12	0,85	3T8

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction :

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

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

La détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations est l'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure.

IV.3 Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique pour lequel nous avons opté, pour le calcul de notre ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encadré à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000V14** pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

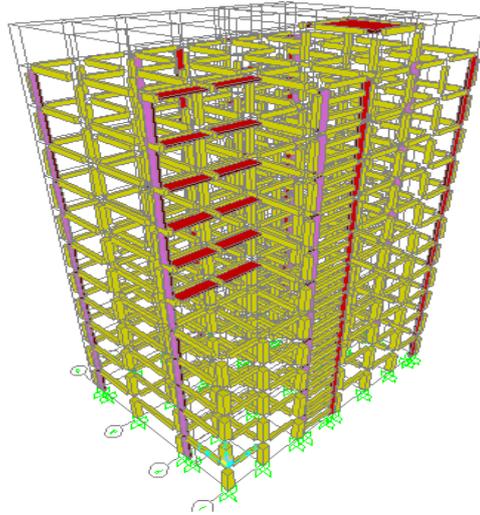


Figure IV.1 : Modélisation de la structure

IV.3.1 Disposition des voiles :

Le choix de la disposition des voiles doit satisfaire les conditions d'architectures et assurer une rigidité suffisante.

D'après le RPA99 V2003 la valeur de T calculer ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques

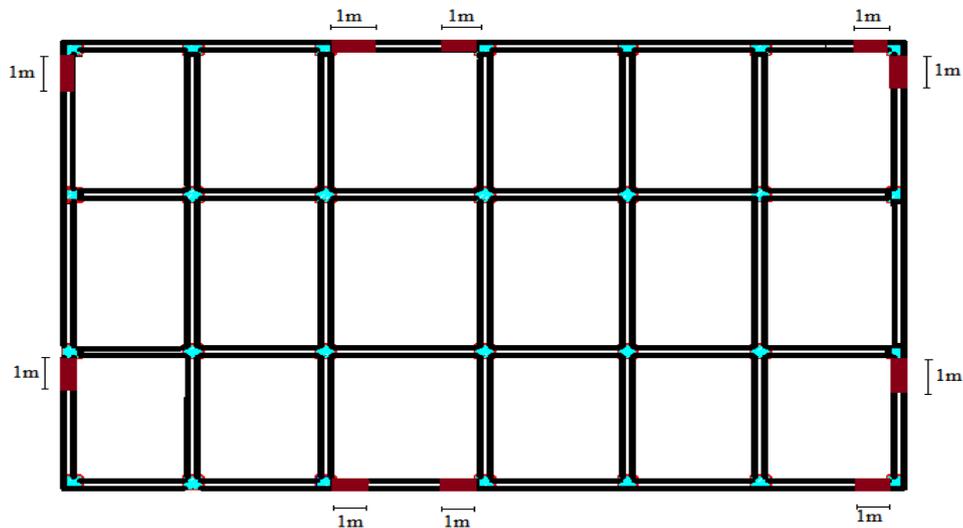


Figure IV.2 : Disposition des voiles

. ($T_x=0,81s$) ; ($T_y=0,83s$)

IV.4 Choix de la méthode de calcul :

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

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (*RPA99 version 2003*).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 V2003. **Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.**

IV.4.1 Méthode statique équivalente :

IV.4.1.1 Principe de la méthode :

Cette méthode se caractérise par le remplacement des forces dynamique réelles par un des forces statiques équivalentes qui son fictives de tel manière à avoir la même déformée maximum.

IV.4.1.2 Détermination des coefficients :

D'après le RPA99 V2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure ($W=G+\beta Q$).

β : coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau (4-5) du **RPA99V2003**, dans notre cas $\beta=0,2$.

a. A : coefficient d'accélération de zone :

D'après la classification sismique des wilayas : Tlemcen → zone I.

Ouvrages courants ou d'importance moyenne → groupe 2.

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient : **A= 0,08 (tableau 4-1 RPA99 V2003)**.

b. R : coefficient de comportement :

Il est fonction du système de contreventement (**tableau 4-3 RPA99 V2003**). Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R=5**.

c. D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{RPA99 V2003 (formule 4-2)}$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site (site meuble) et donnée par le tableau 4-7.

$$\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

- Le facteur de la correction d'amortissement η est donnée par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99 V2003 (formule 4-3)}$$

ξ : est donnée par le tableau 4-2 RPA 99. ($\xi = 7\%$) **RPA99 V2003 (tableau 4-2)**

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

$$T = \min (C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D})$$

Avec :

h_N : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99 V2003.

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Le sens x :**

$H_N = 35,81m ; D_x = 25,35m ; C_T = 0,05$

$T_x = \min (0,73 ; 0,64) \rightarrow \mathbf{T_x = 0,64s}$

➤ **Le sens y :**

$H_N = 35,81m ; D_y = 17,70m ; C_T = 0,05$

$$T_y = \min(0,73 ; 0,76) \rightarrow T_y = 0,73s$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique (Art (4.2.4)), c'est-à-dire :

$$1,3T_x = 1,3 \times 0,64 = 0,832s$$

$$1,3T_y = 1,3 \times 0,73 = 0,949s$$

$$\rightarrow D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad \text{car : } 0,5 < T_{x,y} < 3,0s$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,832} \right)^{2/3} = 1,57 \\ D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,949} \right)^{2/3} = 1,44 \end{cases}$$

d. Q : facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ (Pq : valeur de pénalité)

Tableau IV.1 : Pénalité en fonction des critères de qualité q

	Q	
	Sens x	Sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,25 \end{cases}$$

e. W : poids total de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel de SAP2000 :

Tableau IV.2 : Poids des différents niveaux

Niveau	Poids (t)	Hauteur (m)
SS	541,60	3,23
RDC	493,245	3,74
1	478,459	3,23
2	474,027	3,23
3	459,412	3,23
4	428,577	3,23
5	428,577	3,23
6	428,577	3,23
7	419,45	3,23
8	413,389	3,23
9	403,328	3,23
Buanderie	220,865	3

Le poids total de la structure : $W_T=5189,506 \text{ t}$

IV.4.1.3 l'effort tranchant statique à la base :

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

$$\rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} \cdot W = \frac{0,08.1,57.1,15}{5} \cdot 5189,506 = 149,914\text{t} = 1499,14 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} \cdot W = \frac{0,08.1,44.1,25}{5} \cdot 5189,506 = 149,458\text{t} = 1494,58 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4.1.4 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique total 'V' doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la

formule (4-11 du RPA99 V2003) : $F_i = \frac{(V-F_t).W_i.h_i}{\sum W_j.h_j}$

Avec : F_t : la force concentrée au sommet de la structure : $F_t = 0,07TV$ ($F_t=0$ si $T \leq 0,7s$)

Tableau IV.3 : La force sismique de chaque niveau

Niveau	F _x (KN)	F _y (KN)
S-SOL	2,96	2,95
RDC	5,81	5,79
1	8,25	8,22
2	10,76	10,73
3	12,94	12,89
4	14,41	14,37
5	16,75	16,69
6	19,09	19,03
7	20,97	20,91
8	22,93	22,86
9	24,57	24,49
Buanderie	14,58	14,53

IV.4.1.4 Période et participation massique :

Il faudra que la somme de la masse modale effective atteigne 90%de la masse totale de la structure dans les deux sens (11eme mode)

Tableau IV.4 : Période et masse modale de la structure

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,828387	0,00006656	0,73011	5,781E-07	0,00006656	0,73011	5,781E-07
MODAL	Mode	2	0,808098	0,73184	0,00009533	5,096E-08	0,73191	0,73021	6,291E-07
MODAL	Mode	3	0,699255	0,00011	0,00042	6,614E-07	0,73202	0,73063	0,00000129
MODAL	Mode	4	0,288905	0,00016	0,11955	0,000003839	0,73218	0,85018	0,000005129
MODAL	Mode	5	0,274529	0,11584	0,00025	2,142E-07	0,84802	0,85042	0,000005343
MODAL	Mode	6	0,23821	0,00313	0,00073	0,00001552	0,85115	0,85115	0,00002086
MODAL	Mode	7	0,168295	0,00024	0,03617	9,484E-10	0,85139	0,88732	0,00002086
MODAL	Mode	8	0,159719	0,03029	0,00046	5,677E-07	0,88168	0,88779	0,00002143
MODAL	Mode	9	0,144348	0,00051	0,00108	0,000004107	0,88219	0,88887	0,00002554
MODAL	Mode	10	0,132345	0,00867	0,00609	0,00003853	0,89085	0,89496	0,00006407
MODAL	Mode	11	0,128743	0,0093	0,0099	0,000005856	0,90015	0,90486	0,00006992
MODAL	Mode	12	0,117502	0,00545	0,00059	0,000005317	0,9056	0,90544	0,00007524

D’après les résultats de SAP2000 on constate que :

- La période dynamique $T_{dyn}=0,879165s$, par contre $1,3T_e=1,3x0,73=0,95s$.

Donc : la condition du RPA99 V2003 est vérifiée : $T_{dyn}=0,83 < 1,3T_e=0,95$

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy').
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (xx').
- Et le 3eme mode de torsions.

IV.4.1.5 Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4a du RPA99 V2003 : pour un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé $R=5$.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales ; au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

D'après les résultats obtenus par le SAP2000 :

Tableau IV.5 : Vérification du coefficient de comportement R selon RPA

	Structure	Voiles	$\frac{V_v}{V_s}$ (%)	$\frac{V_v}{V_s} < 20\%$
V_x (KN)	60429,445	11689,578	19,34	CV
V_y (KN)	60429,445	7733,785	12,79	CV

	Structure	Voile	$\frac{V_v}{V_s}$ (%)	$\frac{V_v}{V_s} < 75\%$
V_x (KN)	174,02	91,061	52,32	CV
V_y (KN)	173,45	64,819	37,37	CV

IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.4.2.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (art 4-13 du RPA99 V2003)

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right)(2,5n \left(\frac{Q}{R}\right) - 1)\right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{3/5} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Sa : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur= 9,81m/s².

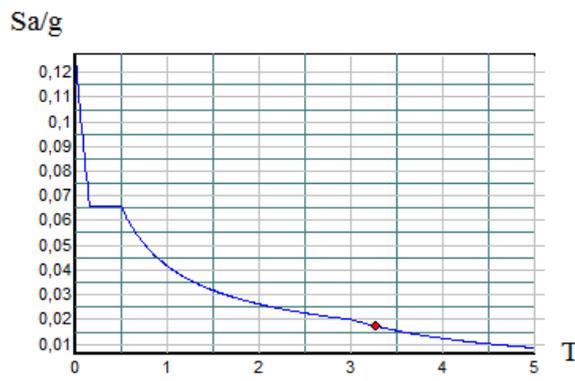


Figure IV.3 : Spectre de réponse R=5

IV.4.3 Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA99 V2003 (art 4.3.6), il faut vérifier que : $V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$

Tableau IV.6 : Valeurs des efforts tranchants à la base statiques et dynamiques

L'effort tranchant à la Base	V statique		V dynamique	
	V _x	V _y	V _x	V _y
	1499,14	1494,58	1484,262	1490,321

➤ Selon x :

$$\left. \begin{array}{l} V_d = 1484,262 \text{ KN} \\ V_s = 1499,14 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow 1484,262 > 0,8 \times 1499,14 = 1199,312 \rightarrow \text{CV}$$

➤ Selon y :

$$\left. \begin{array}{l} V_d = 1279,893 \text{ KN} \\ V_s = 1494,58 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow 1490,321 > 0,8 \times 1494,58 = 1195,664 \rightarrow \text{CV}$$

IV.4.4 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k < \bar{\Delta}_k$$

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement admissible = 1% hauteur d'étage.

Tableau IV.7 : Vérification du déplacement dans le sens X

Niveau	$\delta_{ck/x}$	$\delta_{k,x}$	$\Delta_{k,x}$	$\bar{\Delta}_{k,x}$	Observation
SS	0,0018	0,009	0,009	3,23	CV
RDC	0,0067	0,0335	0,0245	3,74	CV
Etage 1	0,01	0,05	0,0165	3,23	CV
Etage 2	0,02	0,10	0,05	3,23	CV
Etage 3	0,03	0,15	0,05	3,23	CV
Etage 4	0,03	0,15	0	3,23	CV
Etage 5	0,04	0,20	0,05	3,23	CV
Etage 6	0,05	0,25	0,05	3,23	CV
Etage 7	0,06	0,30	0,05	3,23	CV
Etage 8	0,07	0,35	0,05	3,23	CV
Etage 9	0,08	0,40	0,05	3,23	CV
Buanderie	0,09	0,45	0,05	3	CV

Tableau IV.8 : Vérification du déplacement dans le sens Y

Niveau	$\delta_{ck/y}$	$\delta_{k,y}$	$\Delta_{k,y}$	$\bar{\Delta}_{k,y}$	Observation
SS	0,09	0,45	2,25	3,23	CV
RDC	0,31	1,55	1,10	3,74	CV
Etage 1	0,55	2,75	1,20	3,23	CV
Etage 2	0,80	4	1,25	3,23	CV
Etage 3	1,05	5,25	1,25	3,23	CV
Etage 4	1,30	6,50	1,25	3,23	CV
Etage 5	1,54	7,70	1,20	3,23	CV
Etage 6	1,77	8,85	1,15	3,23	CV
Etage 7	1,97	9,85	1	3,23	CV
Etage 8	2,14	10,70	0,85	3,23	CV
Etage 9	2,29	11,45	0,75	3,23	CV
Buanderie	2,51	12,55	1,1	3	CV

IV.5 Conclusion :

Nous avons opté pour la position des voiles qui nous a donné les résultats importants vis-à-vis des exigences imposées par le **RPA 99 version 2003**.

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, et l'effort normal réduit, elles dépendent toutes de la position des voiles. Donc, la vérification des dimensions des poteaux sous sollicitations normales et tangentes est nécessaire.

CHAPITRE V :

**ETUDE DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX**

V.1 Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

V.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M).

V.2.1 Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q & (ELU) \\ G + Q & (ELS) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA99 V2003, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\mu = \frac{N_d}{B_c X f_{c28}} < 0,3 \quad (\text{RPA99 V2003})$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : L'air (la section brute) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Niveau	N_d (KN)	B_c (cm ²)	μ	Observation
S.S	3183,808	65 x65	0,3	CV
RDC	2792,551	50 x50	0,44680816	CNV
Etage 1	2540,725	50 x50	0,406516	CNV
Etage 2	2295,905	40 x40	0,57397625	CNV
Etage 3	2061,027	40 x40	0,51525675	CNV
Etage 4	1859,953	40 x40	0,46498825	CNV
Etage 5	1666,11	40 x40	0,4165275	CNV
Etage 6	1473,339	30 x30	0,65481733	CNV
Etage 7	1286,942	30 x30	0,57197422	CNV
Etage 8	1111,892	30 x30	0,49417422	CNV
Etage 9	949,423	30 x30	0,42196578	CNV
Buanderie	776,382	30 x30	0,34505867	CNV

Vu que la relation précédée n'était pas vérifiée, on a redimensionné nos poteaux et les nouvelles valeurs trouvées par SAP2000 se présentent comme suite :

Tableau V.2: Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Niveau	N _d (KN)	B _c (cm ²)	μ	Observation
S.S	3102,42	65 x65	0,29	CV
RDC	2881,137	65 x65	0,27	CV
Etage 1	2616,954	60 x60	0,29	CV
Etage 2	2365,885	60 x60	0,26	CV
Etage 3	2118,404	55 x55	0,28	CV
Etage 4	1904,188	55 x55	0,25	CV
Etage 5	1693,863	50 x50	0,27	CV
Etage 6	1490,644	45 x45	0,29	CV
Etage 7	1296,114	45 x45	0,25	CV
Etage 8	1106,188	40 x40	0,27	CV
Etage 9	910,943	35 x35	0,29	CV
Buanderie	704,375	35 x35	0,23	CV

V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

τ_u : la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique

V : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ RPA99V2003}$$

Avec :

a et b ; dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et l_f longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7L_0$$

Tableau V.3 : Vérification spécifique sous sollicitations normales

Poteaux	V (KN)	τ_u (MPA)	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Observation
S.S	40,85	0,096	3,47846154	0,04	1	CV
RDC	48,66	0,115	4,02769231	0,04	1	CV
Etage 1	42,19	0,117	3,76833333	0,04	1	CV
Etage 2	53,14	0,148	3,76833333	0,04	1	CV
Etage 3	67,36	0,223	4,11090909	0,04	1	CV
Etage 4	46,71	0,154	4,11090909	0,04	1	CV
Etage 5	44,25	0,177	4,522	0,04	1	CV
Etage 6	38,81	0,191	5,02444444	0,075	1,875	CV
Etage 7	46,19	0,228	5,02444444	0,075	1,875	CV
Etage 8	39,18	0,245	5,6525	0,075	1,875	CV
Etage 9	39,27	0,321	6,46	0,075	1,875	CV
Buanderie	120,11	0,98	6,46	0,075	1,875	CV

V.2.4 Ferrailage des poteaux :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée car le poteau est sollicité par un effort normal « N » et un moment fléchissant « M ».

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en sous sol (65*65), on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Les combinaisons ELU, donnent un effort normal maximum et pour « G+Q±E » donnent les valeurs de moment maximum. On prend la plus défavorable.

V2.4.1 Armatures longitudinales :

a. N_{max} avec M_{cor} :

Tableau V.4 : Les sollicitations des poteaux (N_{max} , M_{cor})

	ELU	
Section	N_{max}	M_{cor}
65x65	3102,424	17,024

$b = 65 \text{ cm}$; $d=0,9h= 0, 9 \times 0, 65 = 0,585\text{m}$; $d'=0,1h= 0, 1 \times 0, 65=0, 065 \text{ m}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17,024}{3102,424} = 0,0055\text{m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,27\text{m}$$

$$Nu \times (d-d') - Ma = 3102,424 \times (0,585 - 0,065) - 0,84 = 0,77 \quad (Ma = Nu \cdot e_a = 0,84)$$

$$(0,5h-d')b \cdot h \cdot f_{bc} = (0,5 \cdot 0,65 - 0,065) \cdot 0,65 \cdot 0,65 \cdot 14,2 = 1,55$$

Donc : $0,77 < 1,55$

$Nu \times (d-d') - Ma < (0,5h-d') b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow$ SEC avec compression non uniforme

$A_i = 0$ (forfaitairement)

$$A_s = \frac{Nu - (1-x) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{sc}}$$

$$X = \frac{0,5 \frac{d'}{h} \frac{(d-d')N - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{\frac{6}{7} \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 \frac{0,065}{0,65} \frac{(0,585 - 0,065)3,102 - 0,9}{0,65 \cdot 0,65^2 \cdot 14,2}}{\frac{6}{7} \frac{0,065}{0,65}} = 0,29$$

$$A_s = - 0,003328 \text{ m}^2 = - 33,28 \text{ cm}^2$$

b. M_{max} avec N_{cor} :

Tableau V.5 : Les sollicitations des poteaux (M_{max} , N_{cor})

	ELU	
Section	M_{max}	N_{cor}
65x65	98,05	714,878

$$b = 65 \text{ cm}; d=0,9h= 0,9 \times 0,65 = 0,585\text{m}; \quad d'=0,1h= 0,1 \times 0,65=0,065 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{98,05}{714,878} = 0,1371\text{m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,397\text{m}$$

$$Nu \times (d-d') - Ma = 714,878.10^{-3} \times (0,585 - 0,065) - 0,284 = 0,087 \quad (Ma = Nu \cdot e_a = 0,284)$$

$$(0,5h-d')b \cdot h \cdot f_{bc} = (0,5 \cdot 0,65 - 0,065) \cdot 0,65 \cdot 0,65 \cdot 14,2 = 1,55$$

$$\text{Donc : } 0,087 < 1,55$$

$Nu \times (d-d') - Ma < (0,5h-d') b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow$ SEC avec compression non uniforme

$$A_i = 0 \text{ (forfaitairement)}$$

$$A_s = \frac{Nu - (1-x) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{sc}}$$

$$X = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')N-M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{\frac{6}{7} \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,065}{0,65} - \frac{(0,585 - 0,065) \cdot 0,714 - 0,284}{0,65 \cdot 0,65^2 \cdot 14,2}}{\frac{6}{7} \frac{0,065}{0,65}} = 0,5$$

$$A_s = - 0,006580 \text{ m}^2 = - 65,80 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 V2003.

Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,7\% (b \cdot h) \dots\dots\dots \text{ (Zone I)}$$

$$A_{\min} = 0,7\% (65 \times 65) = 29,575 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal :

$$A_{\max} = 4\% (b \cdot h) = 169 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \cdot h) = 253,5 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40 φ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser: 25 cm en zone I.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A _{min} RPA	A _{max} RPA (zone courant)	A _{max} RPA (zone de recouvrement) (cm ²)	A Calculé	Ferrailage longitudinale	
						Choix	Section (cm ²)
SS	65x65	29,575	169	253.5	-65,80	12T20	37,68
RDC	65x65	29,575	169	253.5	-33,46	12T20	37,68
Etage 1	60x60	25,2	144	216	-30,31	8T16+4T20	28,65
Etage 2	60x60	25,2	144	216	-26,52	8T16+4T20	28,65
Etage 3	55x55	21,175	121	181.5	-21,99	8T20	25,13
Etage 4	55x55	21,175	121	181.5	-20,12	8T20	25,13
Etage 5	50x50	17,5	100	105	-16,17	4T16+4T20	20,61
Etage 6	45x45	14,175	81	121.5	-13,09	8T16	16,08
Etage 7	45x45	14,175	81	121.5	-09,99	8T16	16,08
Etage 8	40x40	11,2	64	96	-06,40	8T14	12,32
Etage 9	35x35	8,575	49	73.5	-0,244	8T12	9,03
Buanderie	35x35	8,575	49	73.5	/	8T12	9,03

V.2.4.2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_l f_e} \quad (\text{Art 7.1 du RPA99 V2003})$$

- **V_u** : est l'effort tranchant de calcul (avec V_{max}=40,85 KN)
- **h_l** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- **ρ** : est un coefficient correcteur :

ρ=2,5 si l'élanement géométrique λ_g ≥ 5

$\rho=3,75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \leq 5$

- **t** : est l'espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) \dots \dots \dots (\text{BAEL91})$$

Φ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\Phi_t \leq \min (1,86 ; 6,5 ; 1,2) \Rightarrow \text{on prend : } \phi 8$$

V.2.4.3 Calcul de l'espacement :

Zone nodale : (zone I)

$$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq \text{Min} (12, 15\text{cm}) \Rightarrow \mathbf{t=10\text{cm.}}$$

Zone courante : (zone I)

$$t' \leq 15 \phi_l \Rightarrow t' \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{t'=15 \text{ cm.}}$$

V.2.4.4 Recouvrement :

D'après le **RPA99 V2003**; La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone I).

$$\Phi = 2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm (zone I).

V.2.4.5 La longueur de la zone nodale :

Selon le **RPA99 V2003** :

$$h' = \max (h_e/6 ; b_l ; h_l ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = \max (62,33 ; 65 ; 65 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow \mathbf{h'=65\text{cm}}$$

Tableau V.6 : Les armatures transversales des poteaux

Etage	h(cm)	T _{max} (KN)	λ_g	ρ	T	t'	At(cm ²)	Choix
SS	65	40,85	3,47846154	3,75	10	15	1,00	4Φ8
RDC	65	48,66	4,02769231	3,75	10	15	1,19	4Φ8
Etage 1	60	42,19	3,76833333	3,75	10	15	1,12	4Φ8
Etage 2	60	53,14	3,76833333	3,75	10	15	1,41	4Φ8
Etage 3	55	67,36	4,11090909	3,75	10	15	1,95	4Φ8
Etage 4	55	46,71	4,11090909	3,75	10	15	1,36	4Φ8
Etage 5	50	44,25	4,522	3,75	10	15	1,41	4Φ8
Etage 6	45	38,81	5,02444444	2,5	10	15	0,92	3Φ8
Etage 7	45	46,19	5,02444444	2,5	10	15	1,09	3Φ8
Etage 8	40	39,18	5,6525	2,5	10	15	1,04	3Φ8
Etage 9	35	39,27	6,46	2,5	10	15	1,19	3Φ8
Buanderie	35	120,11	6,46	2,5	10	15	3,65	4Φ8

V.3 Les poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportée par les dalles aux poteaux.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant :

- Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales.
- L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par **BAEL91**, puis on se rapportera au règlement **RPA99 V2003** pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

V.3.2 Combinaison des charges :

Selon BAEL :(combinaisons fondamentales)

- ELU : $1,35G+1,5Q$

Selon RPA99 V2003 :(combinaisons accidentelles)

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

On prend un exemple de calcul : « poutre principale et poutre secondaire au niveau du sous-sol »

Tableau V.7 : Sollicitation de la poutre principale à ELU

	ELU		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (30x50)	118,05	235,87	229,282
PS (30x40)	22,05	30,459	39,304

Tableau V.8 : Sollicitation de la poutre principale à ELS

	ELS		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (30x50)	83,40	166.67	161.998
PS (30x40)	16,028	22,549	29,304

Tableau V.9 : Sollicitation de la poutre principale à « G+Q+E »

	G+Q+E		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (30x50)	86.87	211.019	176.296
PS (30x40)	15,265	20,562	24,412

Tableau V.10 : Sollicitation de la poutre principale à « 0,8G+ E »

	0,8G+E		
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	V (KN)
PP (30x50)	68.89	119.78	87.45
PS (30x40)	14,235	18,557	19,323

V.3.3 Ferrailage des poutres principales :

V.3.3.1 Ferrailages longitudinales :

a. En travée :

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{118,05 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,9 \cdot 0,5)^2 \cdot 14,17} = 0,137 < 0,392 \rightarrow \text{section à simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,137)}) = 0,185$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = (0,9 \times 0,5)(1 - 0,4 \times 0,185) = 0,416$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{118,05 \cdot 10^{-3}}{0,416 \cdot 348} = 8,14 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisis est de : **6T14** ; de section : **9,24 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 50 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,5 ; 2,72) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 2,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + 15 \cdot A_{sc} \cdot (x - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \cdot A_{sc}(x-d')^2 + 15 \cdot A_{st}(d-x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s,x}}{I} ; \sigma_{st} = 15 \cdot \frac{M_s(d-x)}{I}$$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes en travée

	M _{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
				σ _{bc}	σ _{st}	σ̄ _{bc}	σ̄ _{st}	
Poutre principale	83,40	16,29	157470,8162	σ _{bc}	8,63	σ̄ _{bc}	15	CV
				σ _{st}	228,08	σ̄ _{st}	266,66	CV

- **Armatures maximales :** selon le RPA99 V2003 :

A_{max}=4% (b Xh) = 60cm² → zone courante

A_{max}=6% (b Xh) = 90cm² → zone de recouvrement

- **Armatures minimales :**

A_{min}=0,5% (b×h) ⇒ A_{min}= 7,5 cm²

A_{st= 9,24 > 7,5 cm² → **CV**}

b. En appuis :

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{235,87 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,9 \cdot 0,5)^2 \cdot 14,17} = 0,274 < 0,392 \rightarrow \text{section à simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,274)}) = 0,409$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = (0,9 \cdot 0,5)(1 - 0,4 \cdot 0,409) = 0,376$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{235,87 \cdot 10^{-3}}{0,376 \cdot 348} = 18,01 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisis est de : **6T20** ; de section : **18,85 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 50 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,5 ; 2,72) \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{st} \geq 2,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + 15.A_{sc} \cdot (x - d') - n.A_{st} \cdot (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15.A_{sc} (x - d')^2 + 15.A_{st}(d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} ; \sigma_{st} = 15 \cdot \frac{M_s(d - x)}{I}$$

Tableau V.12 : Vérification des contraintes en appui

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
Poutre principale	166,67	21,19	255442,0389	σ_{bc}	13,83	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	CV
				σ_{st}	233,032	$\bar{\sigma}_{st}$	266,66	CV

- **Armatures maximales :** selon le RPA99 V2003 :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 60 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (b \times h) = 90 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{zone de recouvrement}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appuis}} = 18,85 > 7,5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

V.3.3.2 Ferrailage transversale :

a. Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{\min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min(1,4; 1,2; 3) \rightarrow \Phi_t \leq 1,2$$

On prend : $\Phi_t = 8\text{mm} \rightarrow \Phi 8$.

b. Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l; 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(12,5; 14,4; 30) \rightarrow \text{on choisit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S'_t \leq 25\text{cm} \rightarrow \text{on choisit } S'_t = 20 \text{ cm}$$

V.3.3.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{229,282}{0,3 \times 0,45} = 1,698$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min\left(\frac{0,2.f_c}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33; 5) \rightarrow \tau_{\text{adm}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$ donc condition est vérifiée.

V.3.4 Ferrailage des poutres secondaires :

V.3.4.1 Ferrailages longitudinales :

a. En travée :

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{30,459.10^{-3}}{0,3.(0,9.0,4)^2.14,17} = 0,055 < 0,392 \rightarrow \text{section à simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2(0,055))}) = 0,071$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = (0,9 \times 0,4)(1 - 0,4 \times 0,071) = 0,349$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{30,459 \cdot 10^{-3}}{0,349 \cdot 348} = 2,50 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisis est de : **4T14** ; de section : **6,16 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 40 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,2 ; 1,45) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + 15 \cdot A_{st} \cdot (x - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \cdot A_{st} \cdot (x - d')^2 + 15 \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} ; \sigma_{st} = 15 \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I}$$

Tableau V.13 : Vérification des contraintes en travée

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	Σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
				σ _{bc}	2,76	σ̄ _{bc}	15	
Poutre principale	16,028	12,13	70495,09	σ _{st}	81,407	σ̄ _{st}	266,66	CV

- **Armatures maximales :** selon le RPA99 V2003 :

$$A_{max} = 4\% (b \cdot h) = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (b \cdot h) = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone de recouvrement}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min}=0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min}= 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{travée}}= 6,16 > 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

b. En appuis :

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22,05 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,9 \cdot 0,4)^2 \cdot 14,17} = 0,04 < 0,392 \rightarrow \text{section à simple armature.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,04)}) = 0,051$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = (0,9 \times 0,4)(1 - 0,4 \times 0,051) = 0,352$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,05 \cdot 10^{-3}}{0,352 \cdot 348} = 1,79 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisis est de : **4T14** ; de section : **6,16 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,2 ; 1,30) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + 15 \cdot A_{sc} \cdot (x - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \cdot A_{sc} (x - d')^2 + 15 \cdot A_{st} (d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} ; \sigma_{st} = 15 \cdot \frac{M_s (d - x)}{I}$$

Tableau V.14 : Vérification des contraintes en appui

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	Σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
				σ _{bc}	2,76	σ̄ _{bc}	15	
Poutre principale	22,549	12,13	70495,09	σ _{st}	81,407	σ̄ _{st}	266,66	CV

- **Armatures maximales** : selon le RPA99 V2003 :

$$A_{max} = 4\% (b \cdot h) = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (b \cdot h) = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone de recouvrement}$$

- **Armatures minimales** :

$$A_{min} = 0,5\% (b \cdot h) \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{St_{appuis}} = 6,16 > 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

V.3.4.2 Ferrailage transversale :

a. Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min(1,14; 1,4; 3) \rightarrow \Phi_t \leq 1,14$$

$$\text{On prend : } \Phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow \Phi 8.$$

b. Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99 V2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(10; 16,8; 30) \rightarrow \text{on choisit } S_t = 10 \text{ cm}.$$

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on choisit } S'_t = 15 \text{ cm}$$

V.3.4.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{39,566.10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,366$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2.f_c 28}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33; 5) \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau < \tau_{adm}$ donc condition est vérifiée.

V.3.5 Tableau Récapitulatif :

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres principales

Poutre	Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
		A _{min} cm ²	Travée		Appuis		Φ mm	S _t cm	S' _t Cm
			Acalculé	choix	Acalculé	Choix			
Poutre principale	SS	7,5	8,14	6T14	18,01	9T16	φ8	10	20
	RDC	7,5	6,23	6T12	13,39	9T14	φ8	10	20
	Etage1	7,5	6,23	6T12	13,22	9T14	φ8	10	20
	Etage2	7,5	6,29	6T12	13,19	9T14	φ8	10	20
	Etage3	7,5	5,49	6T12	11,65	8T14	φ8	10	20
	Etage4	7,5	5,55	6T12	11,61	8T14	φ8	10	20
	Etage5	7,5	5,69	6T12	11,56	8T14	φ8	10	20
	Etage6	7,5	5,82	6T12	11,78	8T14	φ8	10	20
	Etage7	7,5	5,96	6T12	12,03	8T14	φ8	10	20
	Etage8	7,5	6,16	6T12	12,18	8T14	φ8	10	20
Etage9	7,5	8,06	6T14	14,66	8T16	φ8	10	20	

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres principales secondaire

P	o	n	Z	iv	Ferrailage longitudinale	Ferrailage
---	---	---	---	----	--------------------------	------------

							transversale		
		A _{min} cm ²	Travée		Appuis		Φ mm	S _t cm	S' _t Cm
			A _{calculé}	choix	A _{calculé}	Choix			
Poutre secondaire	SS	6	2,50	4T14	1,79	4T14	φ8	10	15
	RDC	6	2,61	4T14	0,99	4T14	φ8	10	15
	Etage1	6	2,47	4T14	1,08	4T14	φ8	10	15
	Etage2	6	2,50	4T14	1,42	4T14	φ8	10	15
	Etage3	6	3,35	4T14	1,78	4T14	φ8	10	15
	Etage4	6	3,62	4T14	2,05	4T14	φ8	10	15
	Etage5	6	3,96	4T14	2,30	4T14	φ8	10	15
	Etage6	6	4,49	4T14	2,58	4T14	φ8	10	15
	Etage7	6	4,83	4T14	3,02	4T14	φ8	10	15
	Etage8	6	5,28	4T14	3,48	4T14	φ8	10	15
	Etage9	6	5,32	4T14	3,51	4T14	φ8	10	15

V.4 Les voile :

V.4.1 Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant sept niveaux ou 23 m de hauteur dans la zone I.

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

Selon le RPA99V2003 les combinaisons à considérer sont les suivants :

- 1,35G+1,5Q (ELU)
- G+Q (ELS)
- G+Q±E (ELA)
- 0,8G+E (ELA)

V.4.2 Vérification des contraintes tangentielles :

D'après le RPA99V2003 (L'article 7.7.2 et l'article 7.7.3.1 RPA99V2003); les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} \leq \tau_b = 0,06f_{c28}$$

Avec $b = 1\text{ m}$ et $d = 0,9 \times 0,2 = 0,18\text{ m}$

Tableau V.17 : Vérifications des contraintes

	Vmax	τ_b (MPa)	$\tau_b=0,2f_{c28}$	$\tau_b=0,06f_{c28}$	Observation
Voile	2,93	0,016	5	1,5	CV

V.4.3 calcul du ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courante 0,10 %.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\begin{cases} S \leq 1,5e \\ S \leq 30\text{ cm} \end{cases}$

V.4.3.1 Détermination du ferrailage :

le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section [0,20 m x1,00 m] :

La combinaison d'action qui donne l'effort normal le plus important est :G+Q+E

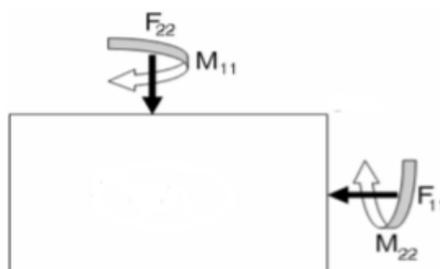


Figure V.1 : Schéma des forces du voile

$$\text{Verticalement : } \begin{cases} F11 = -1787,7 \text{ KN} \\ M22 = 7,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Horizontalement : } \begin{cases} F22 = -357,54 \text{ KN} \\ M22 = 0,23 \text{ KN} \end{cases}$$

a. Verticalement :

➤ Sollicitation de calcul :

• A l'ELU :

$$e_a = \max \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{\frac{l}{250}} \rightarrow \left\{ \frac{100}{250} = 0,4 \text{ cm} \right. \rightarrow e_a = 2 \text{ cm} \right.$$

Excentricité du 1^{er} ordre à l'ELU :

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{7,55}{1787,7} + 0,02 = 0,024 \text{ m}$$

Elancement géométrique :

$$L_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \times 2,73 = 1,911 \text{ m}$$

Excentricité du second ordre

$$a = \frac{MG}{MG+MQ} \rightarrow a = 0,556$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + a\varphi) = \frac{3 \times 1,911^2}{10^4 \cdot 0,2} (2 + 2 \times 0,556) = 0,017 \text{ m}$$

Avec ($\varphi = 2$) le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est pris généralement égal à 2.

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,041$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) \\ \text{Mua} = \text{Nu} \cdot e_a \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_a = 0,041 + \left(0,18 - \frac{0,2}{2}\right) = 0,121 \text{ m} \\ \text{Mua} = 1787,7 \times 0,126 = 216,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• A l'ELS :

$$N_{ser} = 834,66 \text{ KN} ; M_{ser} = 1,144 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,144}{834,66} = 0,0014$$

On remarque qu' e_0 (ELU) \neq e_0 (ELS)

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + (d - \frac{h}{2}) \\ M_{ser} = N_{ser} \cdot e_a \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_a = 0,0014 + (0,18 - \frac{0,2}{2}) = 0,0814 \text{ m} \\ M_{ser} = 834,66 \times 0,0814 = 67,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Armature :**

Moment réduit de référence à l'E.L.U

$$\mu_{bc} = 0,8 \cdot \frac{h}{d} (1 - 0,4 \cdot \frac{h}{d}) \rightarrow \mu_{bc} = 0,8 \cdot \frac{20}{18} (1 - 0,4 \cdot \frac{20}{18}) = 0,49$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{216,31 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 18^2 \cdot 14,20} = 0,47$$

Conclusion :

$$\mu_{bu} = 0,47 < \mu_{BC} = 0,49 \rightarrow \text{Section partiellement tendue}$$

➤ **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 3,18$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0,91142$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) \rightarrow Z_b = 0,128 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{216,31 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,128 \cdot 348} = 48,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature en flexion composée :**

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{Nu}{\sigma_{se}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = 48,56.10^{-4} - \frac{1787,7.10^{-3}}{348} = -2,81\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Choix des barres :**

On remarque que la section calculée avec la flexion composée est négative ; dans ce cas on calcul le ferrailage avec le minimum du RPA 99 V2003 :

b. Ferrailage verticale :

$A_{\min} = 0,15\% \cdot (h.b)$ (art 7.7.4.3 du RPA99v2003)

$A_{\min} = 0,0015(20.100) = 3\text{cm}^2$

c. Ferrailage horizontale :

$A_{\min} = 0,15\% (h.b) \rightarrow A_{\min} = 0,0015(20.100) = 3\text{cm}^2$

On choisit : **5T12** de section **5,65 cm²**.

d. Espacement :

D'après le **RPA99 V2003** ; on a :

$S \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow S \leq \min (30 ; 30\text{cm})$

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

e. Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifiée 99, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm.

Donc ; on prend : $4\Phi 6 / \text{m}^2 \rightarrow 1,13\text{cm}^2$

V.5 Mur de soutènement (voile périphérique) :

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé.

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

V.5.1 Dimensionnement :

Selon le RPA99V2003 ; le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

L'épaisseur minimale est de 15 cm \Rightarrow On adopte une épaisseur : $e=20\text{cm}$.

Il doit contenir deux nappes d'armatures.

Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1 % dans les deux sens.

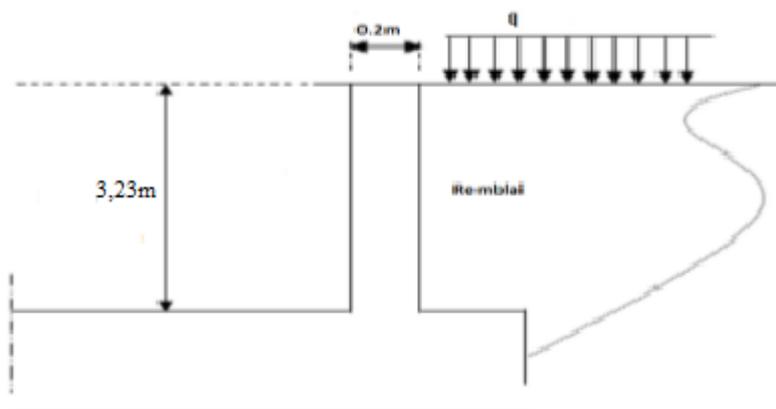


Figure V.2 : Schéma statique du voile périphérique

V.5.2 Données :

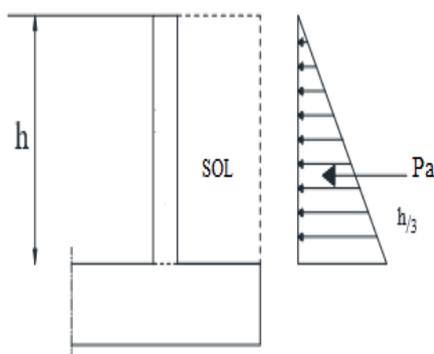
Nota : Nous avons un manque des données géotechniques, pour cela on prendra les caractéristiques d'un sol plus proche à celui de notre site :

- Poids spécifiques des terres $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$;
- Angle de frottement interne de terre $\phi_s = 30^\circ$;
- Poids spécifiques de remblais $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$;
- Angle de frottement interne de remblais $\phi_r = 35^\circ$;
- Résistance admissible du sol de fondation $\sigma_s = 170 \text{ KN/m}^2$;
- Poids spécifiques du béton $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$;

La hauteur des voiles

périphérique : $h=3,23\text{m}$.

V.5.3 Calcul de la force



de poussée :

Figure V.3 : Répartition des contraintes sur le voile

Coefficient de poussée :

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,27$$

Contrainte de poussée :

$$\sigma_a = \gamma \cdot h \cdot K_a = 15,698 \text{ KN/m}^2$$

Force de poussée :

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \sigma_a = 25,35 \text{ KN}$$

V.5.4 Sollicitation :

$$\begin{cases} q_u = 1,35P = 34,22 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = P = 25,35 \text{ KN/ml} \end{cases} \rightarrow \gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = 1,35$$

V.5.4.1 Moment fléchissant :

$$a = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,23}{6,21} = 0,52 > 0,4$$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0937 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad (\text{A partir de l'abaque 1 des dalles rectangulaires UCA sur leur dalle})$$

D'où les moments pour les bandes de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot h^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = 33,45 \text{ KN.m} \\ M_y = 8,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V.5.4.2 Moment dans la dalle :

a. Bande de largeur 1,00m parallèle à lx :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \cdot M_x \\ M_{ax} = 0,5 \cdot M_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 25,087 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = 16,725 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Bande de largeur 1,00m parallèle à ly :

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y \rightarrow M_{ty} = 6,27 \text{ KN.m}$$

V.5.4.3 Valeur minimal à respecter :

a. En travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \rightarrow 6,27 \geq 6,27$$

b. En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} \rightarrow M_{ay} = 16,725 \text{ KN.m}$$

V.5.5 Armatures longitudinales :

V.5.5.1 Acier en travée « sens lx » :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25,087 \cdot 10^{-3}}{1(0,18)^2 \cdot 14,2} = 0,055 \Rightarrow \mu_u < \mu_R \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A' = 0$$

$$z = d(1 - 0,6 \mu_u) = 0,18(1 - 0,6 \times 0,055) = 0,121$$

$$\rightarrow A = \frac{M_{tx}}{z \cdot f_{ed}} = \frac{25,087 \cdot 10^{-3}}{0,121 \cdot 348} = 0,000595 \text{ m}^2 \rightarrow A_{lx} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

V.5.5.2 Acier en travée « sens ly » :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,27 \cdot 10^{-3}}{1(0,18)^2 \cdot 14,2} = 0,014 \rightarrow \mu_u < \mu_R \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A' = 0$$

$$z = d(1 - 0,6 \mu_u) = 0,18(1 - 0,6 \times 0,014) = 0,178$$

$$\rightarrow A = \frac{M_{ty}}{z \cdot f_{ed}} = \frac{6,27 \cdot 10^{-3}}{0,178 \cdot 348} = 0,000101 \text{ m}^2 \rightarrow A_{ly} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

V.5.5.3 Acier en appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,725 \cdot 10^{-3}}{1(0,18)^2 \cdot 14,2} = 0,036 \rightarrow \mu_u < \mu_R \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A' = 0$$

$$z = d(1 - 0,6 \mu_u) = 0,18(1 - 0,6 \times 0,036) = 0,176$$

$$\rightarrow A = \frac{M_{tx}}{z \cdot f_{cd}} = \frac{16,725 \cdot 10^{-3}}{0,176 \cdot 348} = 0,000273 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad A_a = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

V.5.5.4 Sections minimales des armatures :(B.A.E.L91)

a. Selon « ly » :

$$\begin{cases} A_{ymin} = 8 \cdot h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (pour HA400)} \\ A_{ty} = 1,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases} \quad \rightarrow \quad A_{ty} < A_{ymin} \quad \rightarrow \quad \text{donc : } A_{ty} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{cases} A_{ymin} = 8 \cdot h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ay} = 2,73 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases} \quad \rightarrow \quad A_{ay} > A_{ymin} \quad \rightarrow \quad \text{donc : } A_{ay} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b. Selon « lx » :

$$\begin{cases} A_{xmin} = \frac{3-a}{2} A_{ymin} = 1,98 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{tx} = 5,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\ A_{ax} = 2,73 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} A_{tx} > A_{xmin} \rightarrow \text{donc } A_{tx} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ax} > A_{xmin} \rightarrow \text{donc } A_{ax} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

V.5.5.5 Sections minimales des armatures :(RPA99 V2003) :

$$A_{min} = 0,1\% B = 0,1\% \cdot (0,2 \times 1) = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{tx} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ax} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ty} = 2 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ay} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

V.5.5.6 Choix des aciers :

a. En travée :

Selon « lx » :

$$A_{tx} = 5,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 20 = 60\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{array} \right\} \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

Choix : 6T12/m

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon « ly » :

$$A_{ty} = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 20 = 60\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{array} \right\} \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

Choix : 3T10

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

b. En chapeau :

$$A_a = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 20 = 60\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{array} \right\} \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

Choix : 4T10

$$S_t = 25\text{cm}$$

V.5.6 Effort tranchant :

$$a \geq 0,4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{l_x + 2l_y} = 43,86 \text{ KN} \\ V_{uy} = q_u \cdot \frac{l_x}{3} = 36,84 \text{ KN} < V_{ux} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{43,86 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 18} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma^b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \tau_u < \tau_{lim} \rightarrow \text{CV}$ (Pas d'armature transversale)

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose. Elle sert à :

- réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements des sols.

VI.2. Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots \dots \dots ELS \end{cases}$$

VI.3 Choix du type de fondation :

D'après le rapport géotechnique la contrainte du sol égale **1,7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante
- Radier général

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le redimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des

poteaux, on opte alors pour **un radier général** afin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

VI.4 Etude du radier général :

VI.4.1 Pré dimensionnement :

h_t : hauteur des nervures.

h_d : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6.21m$)

$$\begin{cases} h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{621}{10} = 62,1 \text{ cm} \\ h_d = \frac{L_{max}}{20} = \frac{621}{20} = 31,05 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(DTR BC 2.33.1)}$$

VI.4.1.1 La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} ; \text{ Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young ($E = 3.21 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^3$)

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

Du tableau de module de réaction du sol : $K = 3,4 \text{ Kg/cm}^3 = 3,4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t = 0,97 \text{ m}$

A partir des deux conditions on prend le max : $h_t = 0,97 \text{ m}$. On opte un $h_t = 1,00 \text{ m}$.

$$I = 0,083m^4 , L_e = 4,04 m$$

Vérification de condition :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \rightarrow 6,34 \text{ m} > 6,21 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

Après une dizaine d'essais en utilisant le logiciel SAP 2000 pour avoir les déplacements en ELS qui servent à calculer:

$$\begin{cases} \sigma_1 = K * Z_{Max} \\ \sigma_2 = K * Z_{Min} \end{cases}, \begin{cases} Z_{Max} = 0,211 \text{ cm} \\ Z_{Min} = 0,476 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = K * Z_{Max} \\ \sigma_2 = K * Z_{Min} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,6184 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 0,7147 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,393 \text{ bars} \rightarrow \sigma_b < \sigma_{sol} \rightarrow \text{CV}$$

VI.4.1.2 Calcule Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_t}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$D \geq 50 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } D = 60 \text{ cm}$$

VI.4.2 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 \cdot h_n \cdot u_u \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime

h_t : Hauteur de la nervure = **100 cm**

u_u : Périmètre du poteau

$$N_u = 3166,947 \text{ KN}$$

$$u_u = (u_0 + v_0) \times 2 = (u + h + v + h) \times 2 = (u + h) \times 4 = (100 + 65) \times 4 = 660 \text{ cm}$$

Charge limite:

$$Q_u = 0,045 \cdot h_t \cdot u_u \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 1 \times 6,6 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 4950 \text{ KN}$$

$N_u < 4959 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

VI.4.3 Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\begin{cases} \sigma_{\max(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} V \\ \sigma_{\min(x,y)} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} V \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \end{cases}$$

On a :

$$N_s = 60274,203$$

$$I_x = 11714,308 \text{ m}^4 ; X_G = 12,68 \text{ m} ; M_X = 66255,263 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 24028,459 \text{ m}^4 ; Y_G = 8,85 \text{ m} ; M_Y = 61361,409 \text{ KN.m}$$

➤ **SENS X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_X}{I_X} Y_G = 0,184 \text{ Mpa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_X}{I_X} Y_G = 0,084 \text{ Mpa} \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,159 \text{ Mpa} \end{cases} \rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} = 0,17 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **SENS Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_Y}{I_Y} X_G = 0,1166 \text{ Mpa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_Y}{I_Y} X_G = 0,101 \text{ Mpa} \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0,151 \text{ Mpa} \end{cases} \rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} = 0,17 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

VI.4.4 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

➤ **SENS X-X :**

$$e = \frac{66255,263}{60274,203} = 1,09 \text{ m} < \frac{25,35}{4} = 6,33\text{m} \rightarrow \text{CV}$$

➤ SENS Y-Y :

$$e = \frac{61361,409}{60274,203} = 1,01 \text{ m} < \frac{17,7}{4} = 4,42 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

VI.5 Calcul du ferrailage :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 » on a obtenu les résultats suivants :

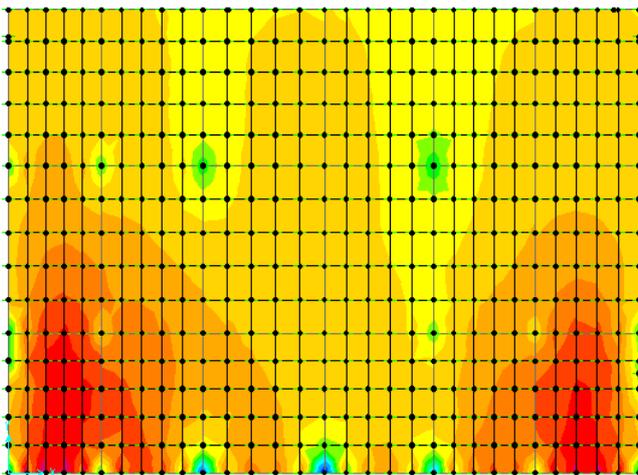


Figure VI.1 : Moment M_{11} à ELU

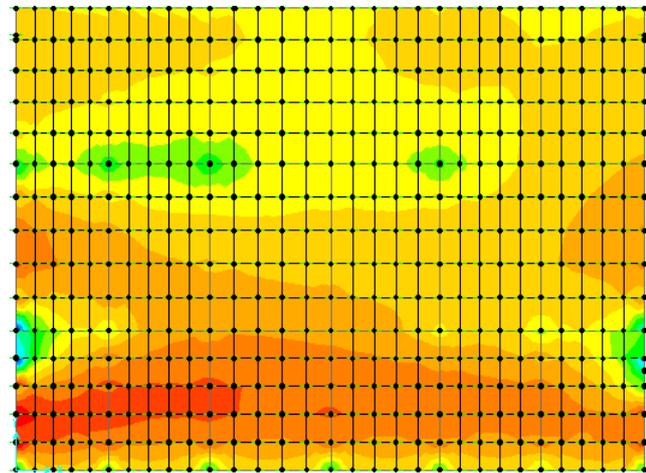


Figure VI.2 : Moment M_{22} à ELU

Tableau VI.1 : Les sollicitations du radier

		ELU		ELS	
		M_{11} (KN.m)	M_{22} (KN.m)	M_{11} (KN.m)	M_{22} (KN.m)
Dalle	Appuis	338,677	364,312	246,144	264,424
	Travée	242,873	278,281	204,341	229,974
Nervure	Appuis	485,211	469,401	354,16	342,62
	Travée	231,197	233,882	141,83	141,74

VI.5.1 Calcul de Ferrailage de la dalle :

Le panneau le plus sollicité est : $L_x = 4,80 \text{ m}$; $L_y = 6,21 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,77 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Les calculs en flexion simple avec une section de $(50 \times 1 \text{ ml}) \text{ m}^2$ en deux directions.

Donc on prend le ferrailage suivant L_x comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés dans un tableau récapitulatif.

VI.5.1.1 En travée :

a. ELU :

➤ Suivant L_x :

$$\mu_\mu = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{242,873 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,084$$

FeE400) ➔ section à simple armature (donc les armatures comprimées ne $\mu_\mu < \mu_R = 0,392$ (sont pas nécessaires))

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084}) = 0,11$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,585 \times (1 - 0,4 \times 0,11) = 0,439$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{242,873 \times 10^{-3}}{0,439 \times 347,826} = 16,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,5}{1000} ; \frac{0,23 \times 1 \times 0,45 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(5 ; 5,43) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le choix est **6T20+4T16** de section **26,89 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{26,89}{4} = 6,72 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend } \mathbf{4T20} \text{ de section } \mathbf{12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ Suivant Lx :

$$M_s = 204,341 \text{ KN.m}$$

Position de l'ax neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nAst(d-x) = 0$$

$$50^2 - 403,35(45 - X) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1447,52$$

$$\rightarrow X = 15,44 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nAst(d-x)^2 \rightarrow I = 475,137,882 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 6,64 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-x)}{I} = 190,68 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n x f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66, 202) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.1.2 En appui :

a. ELU :

➤ Suivant Lx :

$$\mu_\mu = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{338,677 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,118 \rightarrow \mu_\mu < \mu_R \text{ Section a simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,118}) = 0,157$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,585 \times (1 - 0,4 \times 0,157) = 0,42$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{338,677 \times 10^{-3}}{0,42 \times 347,826} = 23,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 0,5}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,45 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(5; 5,43) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le choix est **8T20+4T16** de section **33,17 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{33,17}{4} = 8,29 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{En prend } \mathbf{4T20} \text{ de section } \mathbf{12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ Suivant Lx :

$$M_s = 246,144 \text{ KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable :

Position de l'ax neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$50 X^2 - 479,55 (45 - X) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2173,823 \rightarrow X = 16,76 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 553723,041 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = 7,45 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 188,282 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nx f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 , 202) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.1.3 Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{718,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,65} = 1,22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.1.4 Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{50}{35} ; 1,6 ; \frac{100}{10} \right)$$

Donc : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

VI.5.1.5 Calcul de l'espacement :

D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9Xd ; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(45 ; 40) \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : **St =15cm**

Tableau VI.2 : Ferrailage de la dalle

		A_{cal} (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	A_r choisi (cm ² /ml)
Lx	Travée	16,17	6T20+4T16 (26,89)	4T20 (12,57)
	Appui	23,09	8T20+4T16 (33,17)	
Ly	Travée	18,71	8T20+4T16 (33,17)	4T20 (12,57)
	Appui	24,97	8T20+4T16 (33,17)	

VI.5.2 Calcul de Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section (100X65) cm².

Donc on prend le ferrailage suivant Lx comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés dans un tableau récapitulatif.

VI.5.2.1 En travée :

a. ELU :

b. Vérification à ELS :

➤ **Suivant Lx :**

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{231,197 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,9 \times 1)^2 \times 14,17} = 0,03$$

FeE400) → section a simple armature $\mu_{\mu} < \mu_R = 0,392$ (

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,039$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,039) = 0,885$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{231,197 \times 10^{-3}}{0,885 \times 347,826} = 7,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0,65 \times 1}{1000} ; \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,9 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(6,5 ; 7,06) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le choix est **4T14+2T12** de section **8,42 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{8,42}{4} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{En prend } \mathbf{4T14} \text{ de section } \mathbf{6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ **Suivant Lx :**

Position de l'ax neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$32,5 X^2 - 126,3 (90 - X) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1513,06 \rightarrow X = 21,33 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 805898,65 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x}{I} = 3,74 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 181,26 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nx f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 , 201,63) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.2.2 En appui :

a. ELU :

➤ **Suivant Lx :**

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{485,211 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,9 \times 1)^2 \times 14,17} = 0,065$$

FeE400) ➔ section a simple armature $\mu_{\mu} < \mu_R = 0,392$ (

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065}) = 0,084$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,084) = 0,87$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{485,211 \times 10^{-3}}{0,87 \times 347,826} = 16,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0,65 \times 1}{1000}; \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,9 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(6,5; 7,06) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le choix est **4T20+4T14** de section **18,73 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{18,73}{4} = 4,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{En prend } \mathbf{4T14} \text{ de section } \mathbf{6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b. Vérification à ELS :

➤ **Suivant Lx :**

Position de l'ax neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$32,5 X^2 - 280,95 (90 - X) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2266,28 \rightarrow X = 30,54 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2 \rightarrow \mathbf{I = 1610555,45 \text{ cm}^4}$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x}{I} = 6,71 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-x)}{I} = 196,11 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66, 202) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.2.3 Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{645,51 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,9 \times 1} = 1,103 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.2.4 Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 V2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} ; 30 \text{ cm}\right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale} \\ S'_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec : ϕ_{min} Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal

$$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq 14,4 \text{ cm}$$

$$S'_t \leq \frac{100}{2} \rightarrow S'_t \leq 50 \text{ cm}$$

On adopte un espacement :

$$\begin{cases} S_t = 12 \text{ cm} \\ S'_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.5.2.5 Ferrailage transversal :

$$\phi_{\min} \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{t \min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_{\min} \leq \min (2,85 ; 12 ; 6,5)$$

On prend : $\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$

Tableau VI.3 : Ferrailage de nervure

		A_{cal} (cm²)	A_{choisi} (cm²)	Ar (cm²)
Travée	Lx	7,50	4T14+2T12 (8,42)	4T14 (6,16)
	Ly	7,59		
Appui	Lx	16,03	4T20+4T14 (18,73)	
	Ly	15,49		

CHAPITRE VII :

COMPARAISON ENTRE LES SYSTÈMES À BASE FIXE ET À BASE ISOLÉE

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

VII.1 Présentation du système dissipation :

VII.1.1 Historique :

Les isolateurs sismiques ont émergé au début du 20ème siècle, Les premières expériences n'ont pas fonctionné, le succès a commencé seulement dans les années 70 et 80 [3].

En 1950, des structures ont été utilisées en caoutchouc flexible pour isoler des bâtiments contre les vibrations causées par les chemins de fer et le vent ...etc

Le premier isolateur a été utilisé pour isoler la base du bâtiment du séisme en 1969 dans une école primaire à Skopje (ex- Yougoslavie) [4].

VII.1.2 Principe de base :

La fonction de l'isolateur sismique dans la base est d'augmenter la période de vibration pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre. C'est un dispositif qui permet de dissiper l'énergie externe et absorber des chocs pour contrôler les mouvements et réaliser une conciliation efficace entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement [5].

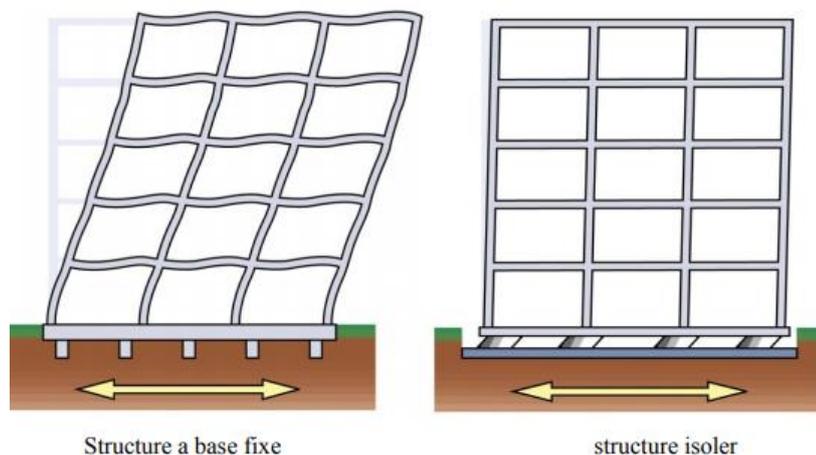


Figure VII.1 : Comportements des structures lors d'un séisme [6]

VII.1.3 Système d'isolation dans le monde :

VII.1.3.1 Japon :

L'utilisation des isolateurs sismiques a augmenté rapidement au Japon après le tremblement de terre de Kobe le 17 janvier 1995. Ce pays est le premier au monde qui compte plus de 5000 bâtiments isolés [5].



Figure VII.2 : La tour cristal de Kobé [7]

VII.1.3.2 République Populaire de Chine :

La République Populaire de Chine est le second pays au monde qui utilise le plus d'isolateurs sismique. Ils sont presque 650 bâtiments en plus des nombreux ponts et viaducs qui sont isolés [6].



Figure VII.3 : Dommages dus au séisme de Wenchuan (Chine) en 2008 [8], (a) les dommages d'un bâtiment durant le séisme de Wenchuan en 2008, (b) absence des dommages structuraux et non-structuraux, dans un bâtiment isolé à la base durant le même séisme.

VII.1.3.2 Russie :

Dans ce pays, le nombre de bâtiments isolés est approximativement de 600 constructions historiques en plus des nouveaux bâtiments à grandes hauteurs (gratte-ciel) [8].



Figure VII.4 : Un nouveau d'hôtel à Sotchi, protégé par 156 isolateurs [8]

VII.1.3.3 Les Etats-Unis :

L'utilisation des systèmes d'isolation sismique est faible comparée au Japon, où 200 structures ont été réhabilitées, des constructions historiques importantes et de nouveaux projets ont été réalisés, et en plus de 650 ponts et viaducs ont été isolés dans ce pays [5].

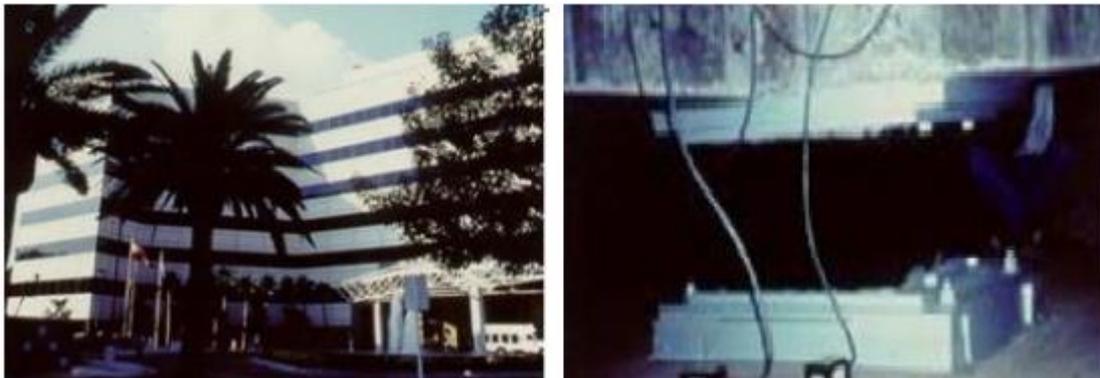


Figure VII.5 : L'université de Californie, qui a résisté au séisme de Northridge 1994 [9]

VII.1.4 Les appuis parasismiques :

Il y a plusieurs types, certains d'entre eux sont déjà utilisés en pratique et d'autres sont encore à l'étude théorique ou à l'essai. On distingue les :

- Appuis à élastomère
- Appuis à pot
- Appuis à glissement
- Appuis à déformation et glissement

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

- Appuis à roulement

VII.2 Méthodes de calcul des constructions isolées :

Dans ce projet on utilise un appui en élastomère avec un barreau de plomb (LRB)

VII.2.1 Dimensionnement d'isolateur en élastomère avec un barreau de plomb (LRB) :

Le dimensionnement est réalisé comme suit [8] :

- La rigidité effective est donnée par :

$$K_{eff} = \frac{N}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \quad (7.1)$$

- Déplacement maximum de conception :

$$D = \frac{g \cdot c \cdot T_D}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_D} \quad (7.2)$$

- B_D : Le coefficient d'amortissement donné en termes d'amortissement effectif $\xi(\%)$, il est donné selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 4, Tableau A-16-C)

Tableau VII.1 : Facteurs d'amortissement B_D

Amortissement critique $\xi(\%)$	Facteur B_D
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
$\geq 50\%$	2.0

Selon RPA99V2003 le pourcentage d'amortissement critique d'un bâtiment en béton armé a remplissage dense $\xi(\%) = 7$

Donc le facteur $B_D = 1,2$

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

- C : Coefficient sismique : $C = Z.N.S$

Z : Facteur de la zone sismique Z, ses valeurs sont données selon UBC 97 (chapitre 16, sous chapitre 5, Tableau 16-I) comme suit

Tableau VII.2 : Facteurs de la zone sismique

Zone	I	IIA	IIB	III	IV
Z	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active. Ces valeurs sont données par le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Coefficient de la proximité de la faille active

Distance à la faille	Magnitude MCE		
	≥ 8.0	$= 7.0$	≤ 6.0
≥ 15 km	1.0	1.0	1.0
$= 10$ km	1.2	1.0	1.0
≤ 5 km	1.5	1.3	1.1

S : coefficient caractérisant le type de sol. Ces valeurs sont données par le tableau suivant :

Tableau VII.4 : coefficient caractérisant le type de sol (S)

Type de sol	S
S ₁ : sol ferme	1.0
S ₂ : sol moyen	1.4
S ₃ : sol meuble	2.3
S ₄ : sol très meuble	2.7

- L'épaisseur des couches de caoutchouc t_r :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} \quad (7.3)$$

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

Avec

γ_{max} : Contrainte de cisaillement maximale

- La déformation de plastification au cisaillement du plomb est de :

$$K_P = \frac{A.G}{e_p} \quad (7.4)$$

Avec :

A : la surface de section transversale totale du tampon

G : module de cisaillement du caoutchouc

e_p : l'épaisseur totale de caoutchouc

- La rigidité linéaire K_e et pris entre 6.5 a 10 K_p :

$$K_e = 6,5. K_P \quad (7.5)$$

- Déplacement à la plastification donné par la formule suivante :

$$D_\gamma = e_p \cdot \frac{\tau_{py}}{G_P} \quad (7.6)$$

- La force de plastification de l'isolateur et donner par :

$$F_y = D_\gamma \cdot K_e \quad (7.7)$$

On prend isolation 405X370 avec un corps en plomb de 90mm

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

VII.3 Résultats et analyses :

La modélisation à été réalisée à l'aide du logiciel sap2000. Les résultats suivants ont été obtenus :

VII.3.1 Période et facteur de contribution modal :

Tableau VII.5 : Période et facteur de contribution modal (accélérogramme keddara)

Mode	Structure contreventé par les voiles			Structure avec le système d'isolation		
	Période (s)	Cumulé Ux (%)	Cumulé Uy (%)	Période (s)	Cumulé Ux (%)	Cumulé Uy (%)
1	0,828	0,006	73,01	2.293879	89,889	0,705
2	0,808	73,19	73,02	2.242519	90,824	85,474
3	0,699	73,20	73,06	1.944293	90,974	91,255
4	0,288	73,22	85,02	0.784423	97,235	91,267
5	0,274	84,80	85,04	0.770823	97,257	97,621
6	0,238	85,11	85,11	0.677956	97,564	97,659
7	0,168	85,14	88,73	0.466203	97,992	98,19
8	0,159	88,17	88,77	0.458385	98,525	98,638
9	0,144	88,22	88,88	0.423063	98,564	98,708
10	0,132	89,08	89,49	0.368412	99,024	98,716
11	0,128	90,01	90,48	0.338625	99,029	99,357

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

Tableau VII.6 : Période et facteur de contribution modal (accélérogramme sylmar)

Mode	Structure contreventé par les voiles			Structure avec le système d'isolation		
	Période (s)	Cumulé U _x (%)	Cumulé U _y (%)	Période (s)	Cumulé U _x (%)	Cumulé U _y (%)
1	0,828	0,006	73,01	2.599183	91,766	1,993
2	0,808	73,19	73,02	2.563306	94,234	88,67
3	0,699	73,20	73,06	2.229737	94,433	94,711
4	0,288	73,22	85,02	0.838924	98,695	94,739
5	0,274	84,80	85,04	0.825747	98,732	98,959
6	0,238	85,11	85,11	0.721694	98,912	98,979
7	0,168	85,14	88,73	0.47793	99,162	99,24
8	0,159	88,17	88,77	0.472226	99,432	99,476
9	0,144	88,22	88,88	0.426839	99,437	99,508
10	0,132	89,08	89,49	0.381494	99,638	99,512
11	0,128	90,01	90,48	0.348476	99,64	99,783

L'effet du système d'isolation permet d'assouplir le bâtiment. La raison de cet effet est le rallongement de la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à la période de la structure à base fixe.

Ce rallongement est la raison principale de l'efficacité du système d'isolation pour la réponse de la structure, on remarque que le mode fondamentale pour la structure contreventé par les voiles dépasse 90% au onzième mode, par contre la structure isolée est régie par le troisième mode. Cela est significatif dans le cadre de l'analyse dynamique des structures car la contribution des modes supérieurs est complètement négligeable. Ce qui n'a pas été vérifié dans le cas de la structure à base fixe.

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

VII.3.2 Les réponses maximales en déplacement, accélération, vitesse, efforts tranchants à la base et en sollicitations maximales :

Tableau VII.7 : Réponse maximale (accélérogramme Keddara et Sylmar).

Type d'accélération	Type de structure	Déplacement (cm)	Accélération (m/s ²)	Vitesse (m/s)	Effort tranchant a la base (KN)	Sollicitation		
						N (KN)	T (KN)	M (KN.M)
Keddarra	Contreventée	8,28	5,39	0,45	5181,762	2476,268	283,062	452,204
	Non contreventée	9,34	5,01	0,38	3408,949	1096,271	199,602	488,744
	LRB	5,86	3,65	0,29	869,253	444,357	119,273	230,352
Sylmar	Contreventée	87,135	34,799	3,85	36419,362	21004,258	2121,247	3406,88
	Non contreventée	79,69	25,364	3,374	29750,833	8223,022	1788,697	4193,85
	LRB	74,944	17,825	1,47	1534,247	1816,109	950,775	2445,354

VII.4 Analyse des réponses temporelles pour le système LRB :

Les résultats obtenus sont comparés avec les modèles contreventés et à systèmes d'isolation

VII.4.1 Station Keddara :

VII.4.1.1 Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps :

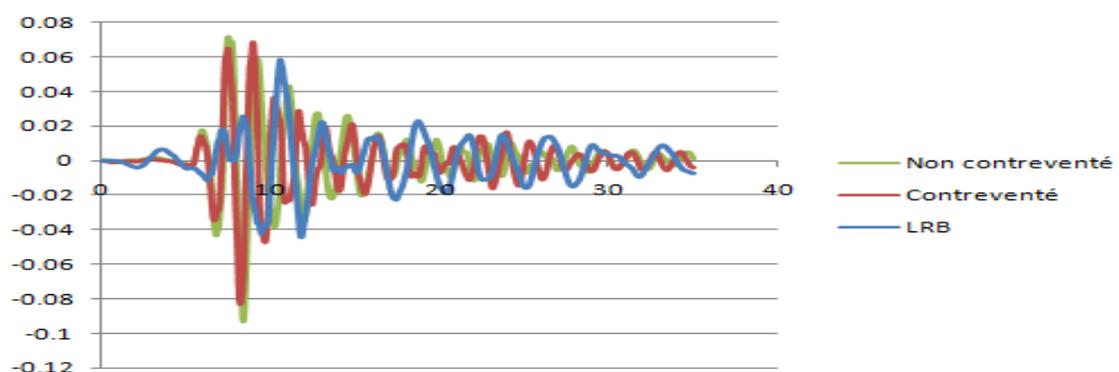


Figure VII.10 : Réponse temporelle en déplacements

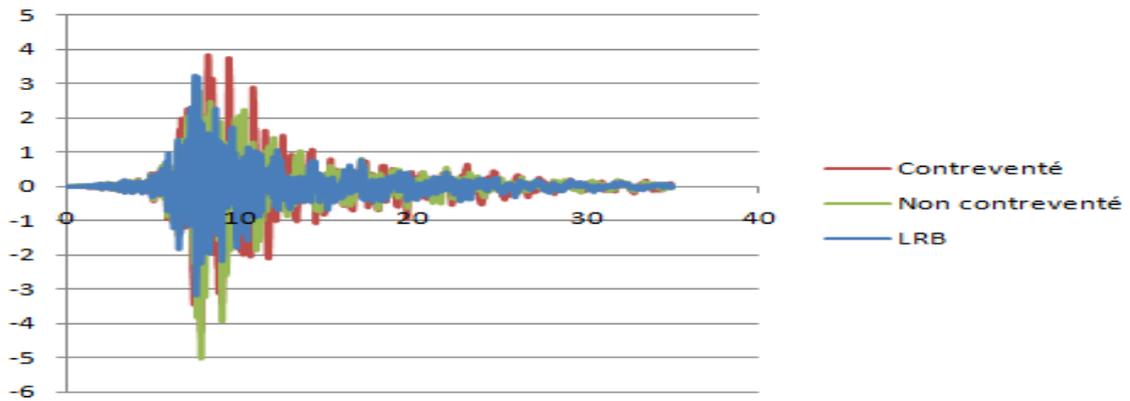


Figure VII.11 : Réponse temporelle en accélération

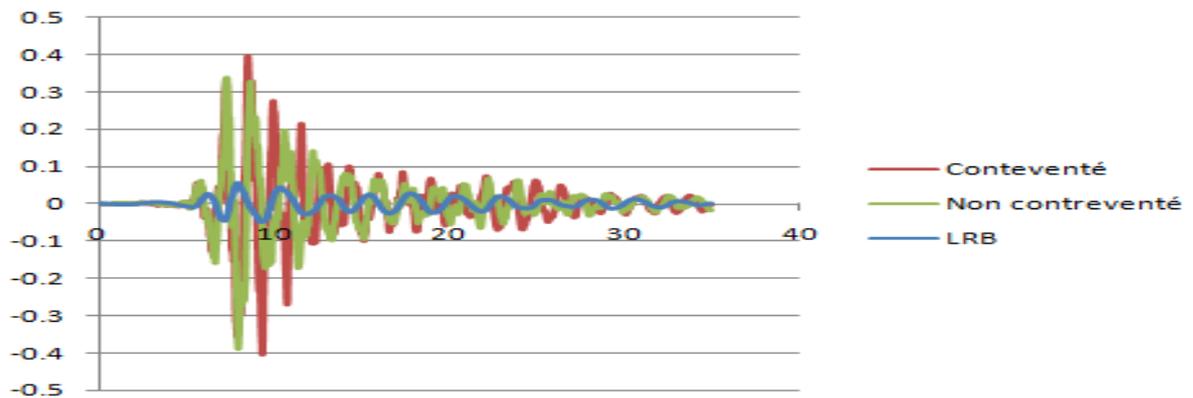


Figure VII.12 : Réponse temporelle de vitesse

A partir des (figure VII.10, figure VII.11, figure VII.12) on a :

- Déplacement maximum de la structure à base fixe est réduit de 29,22% par rapport à la structure isolée.
- La variation maximum d'accélération de la structure isolée est de 32,28% par rapport à la structure à base fixe, ce qui a conduit à une diminution de la vitesse estimée à 35,55%

VII.4.1.2 Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

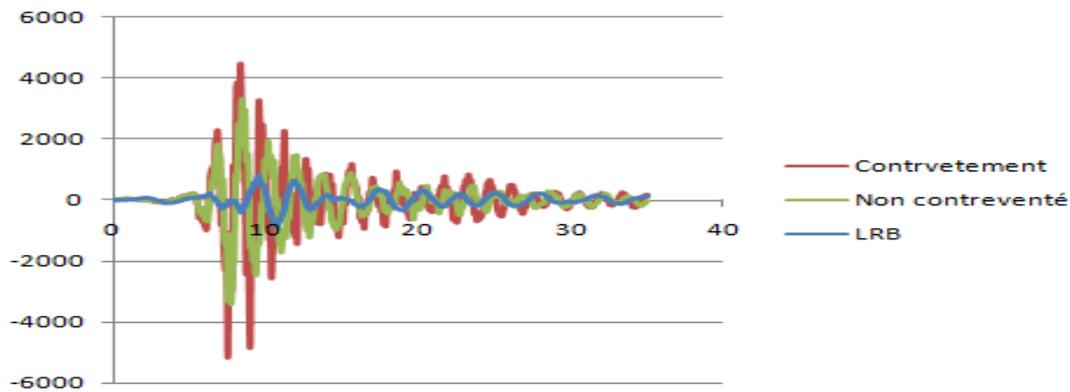


Figure VII.13 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base

La figure VII.13 montre la réduction d'effort tranchant à la base d'une structure isolée de 83,22% à cause de l'efficacité du LRB, qui réduit l'accélération transmises à la superstructure.

VII.4.1.3 Variation des sollicitations en fonction du temps :

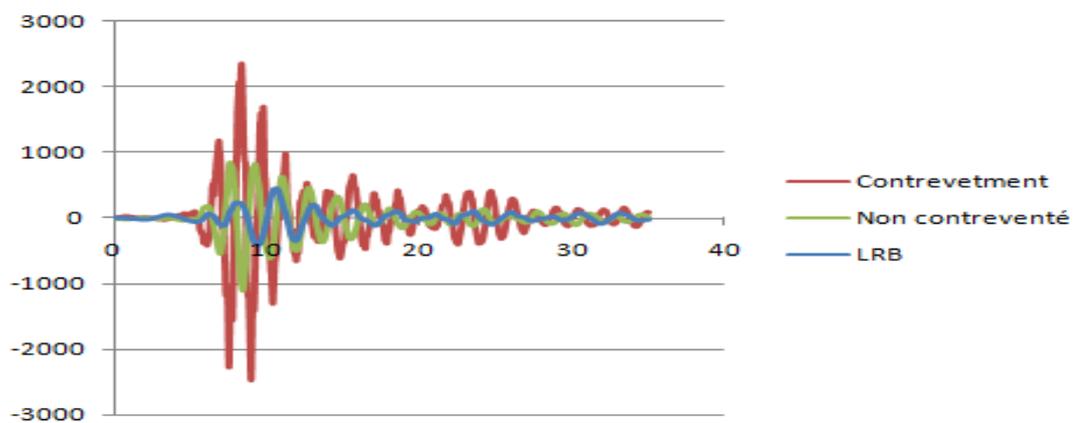


Figure VII.14 : Réponse temporelle en effort normal

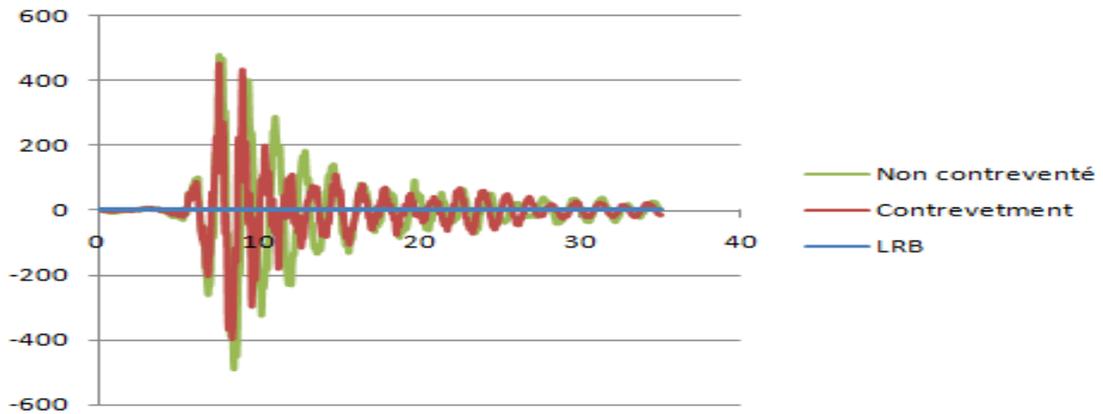


Figure VII.15 : Réponse temporelle en moment fléchissant

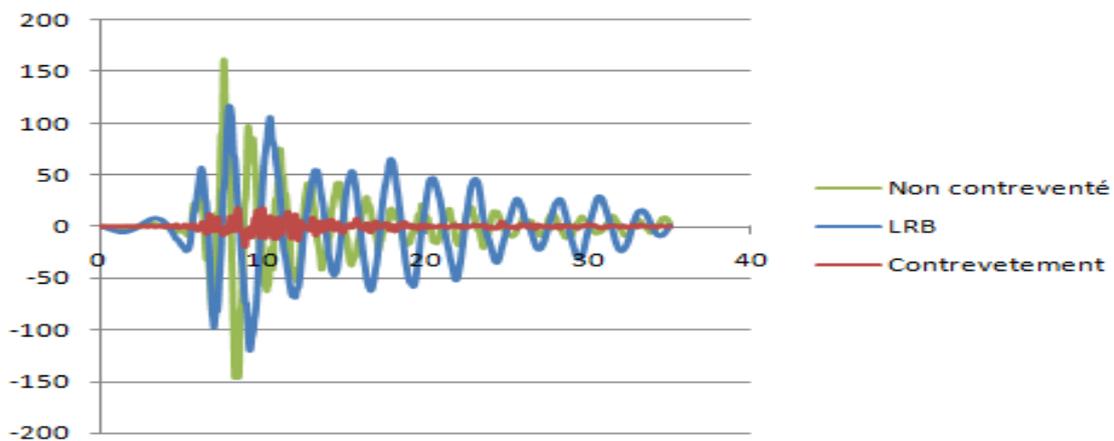


Figure VII.16 : Réponse temporelle en effort tranchant

A partir des figures VII.14, VII.15 et VII.16 on a une diminution des résultats obtenus pour le système d'isolation qui atteint 82,05% pour l'effort normal, et 57,86% de l'effort tranchant, et en dernier lieu le moment fléchissant diminue considérablement de 49,06%.

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

VII.1.4.4 Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps :

Tableau VII.8 : Déplacement inter étage

Hauteur	Base fixe contreventée	Base fixe non contreventée	LRB
0	0	0	0
3.23	0.0023	0.0042	0.0193
6.97	0.006	0.0103	0.0183
10.2	0.0063	0.0104	0.0135
13.43	0.0064	0.0103	0.0118
16.66	0.0065	0.01	0.0108
19.89	0.0065	0.0092	0.0096
23.12	0.0062	0.0128	0.0088
26.35	0.0056	0.0026	0.0077
29.58	0.0044	0.0056	0.0063
32.81	0.0033	0.005	0.0057
36.04	0.0026	0.0043	0.0048
39.04	0.0048	0.0054	0.0057

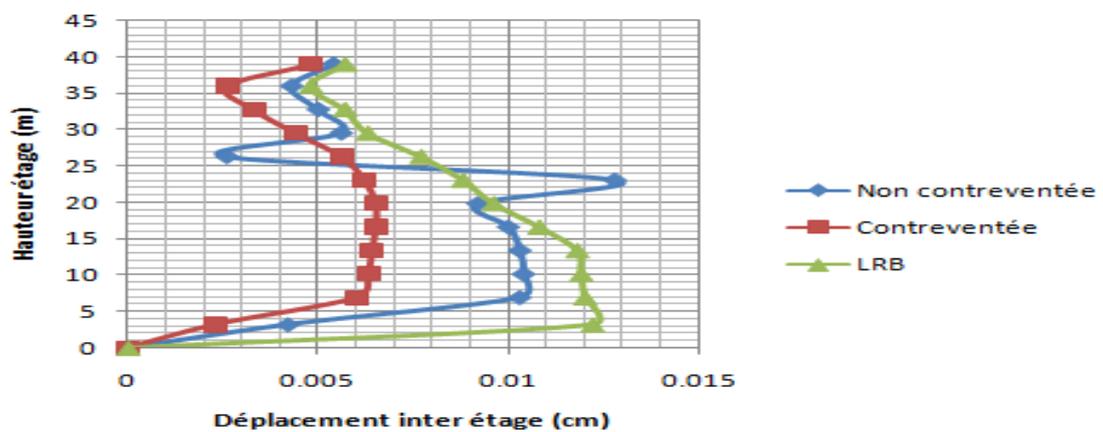


Figure VII.17 : Déplacement inter étage

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

On remarque que le déplacement inter étage maximum se trouve pour le LRB dans le premier étage, par contre dans la structure contreventée, elle a un déplacement moins que la structure isolée.

VII.4.2 Station de Sylmar :

VII.4.2.1 Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps :

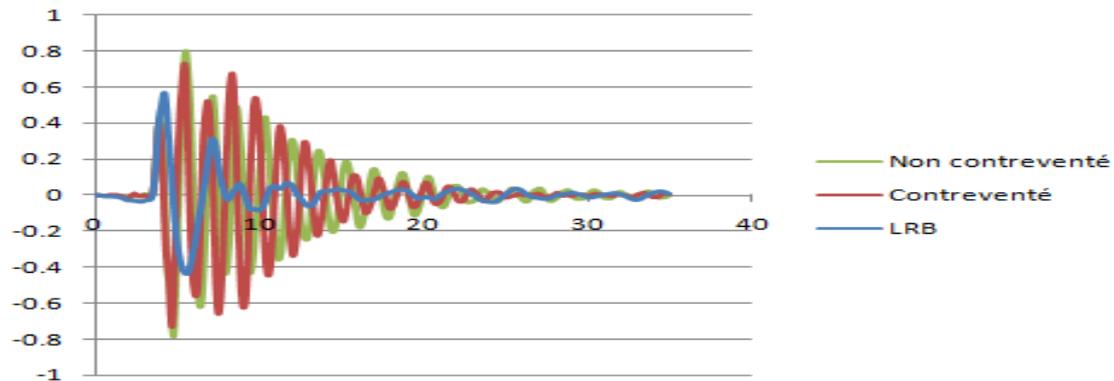


Figure VII.18 : Réponse temporelle en déplacements

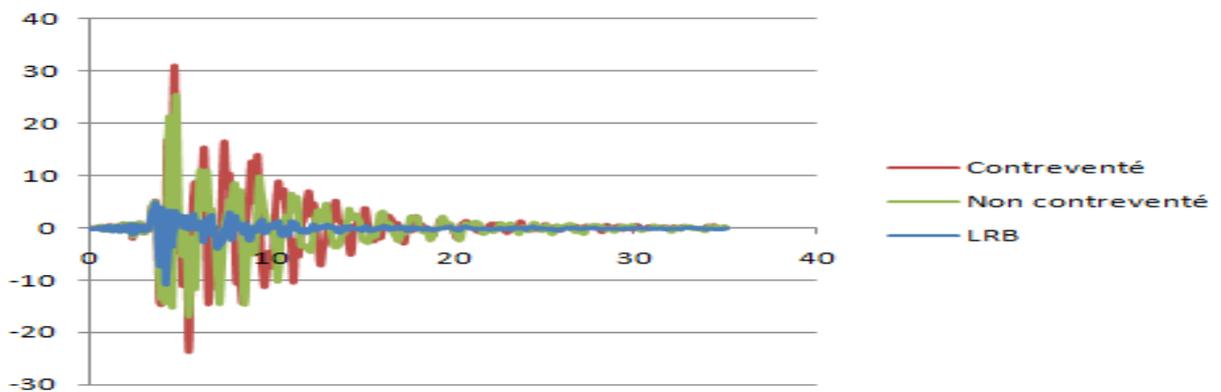


Figure VII.19 : Réponse temporelle en accélération

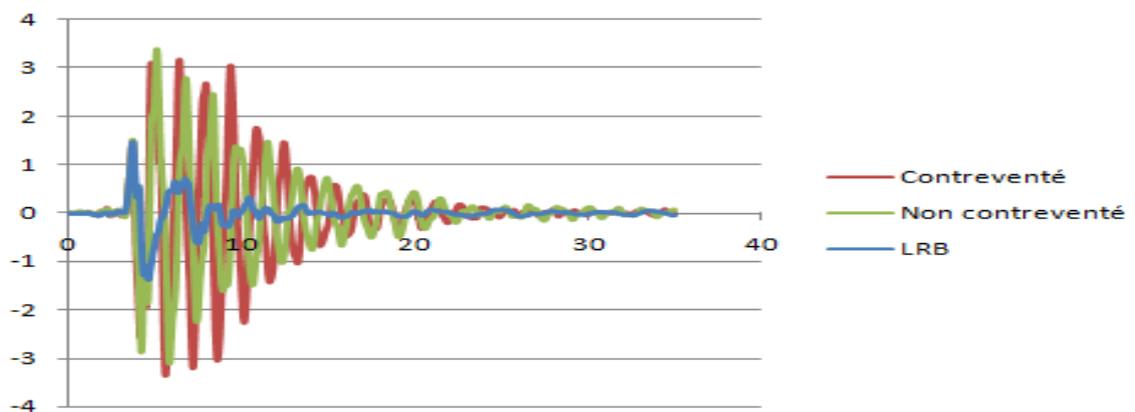


Figure VII.20 : Réponse temporelle de vitesse

A partir des figures VII.17, VII.18 et VII.19 on a :

- Le déplacement maximum de la structure à base fixe est réduit de 14% par rapport à la structure isolée.
- La variation maximale de l'accélération de la structure isolée est de 48,77% par rapport à la structure à base fixe, ce qui a conduit à une diminution de la vitesse estimée à 61,81%.

VII.4.2.2 Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps:

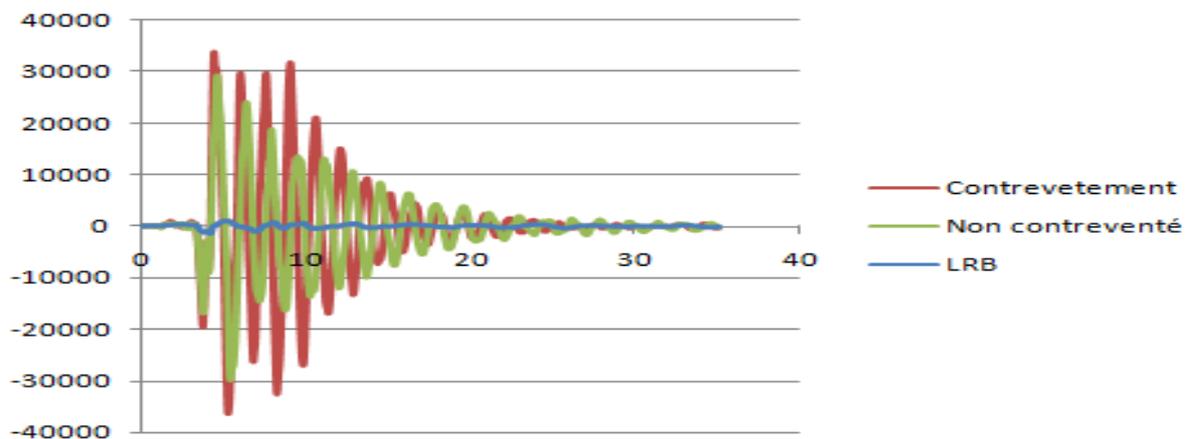


Figure VII.21 : Réponse temporelle de l'effort tranchant à la base

La figure VII.20 montre une réduction d'effort tranchant à la base d'une structure isolée de 95,87% à cause de l'efficacité du LRB, qui réduit l'accélération transmises à la superstructure.

VII.4.2.3 Variation des sollicitations en fonction du temps :

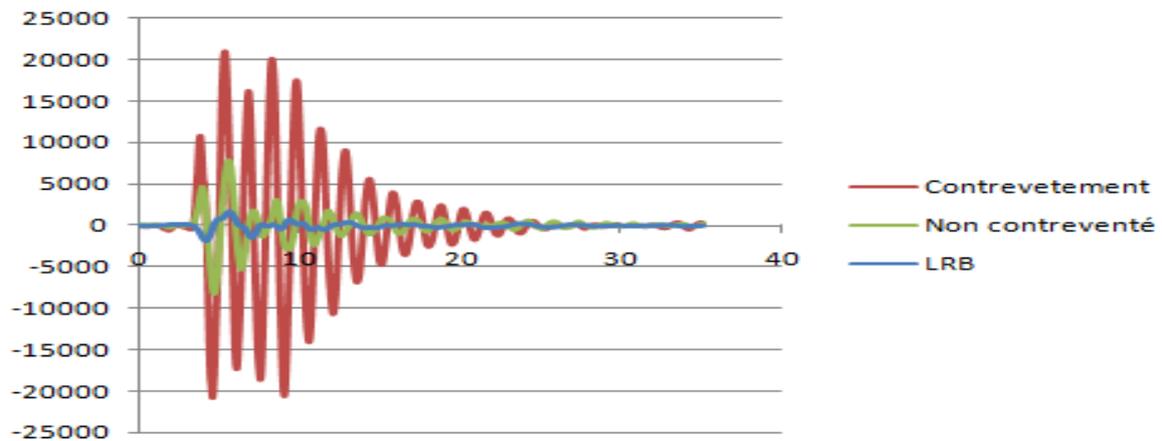


Figure VII.22 : Réponse temporelle de l'effort normal

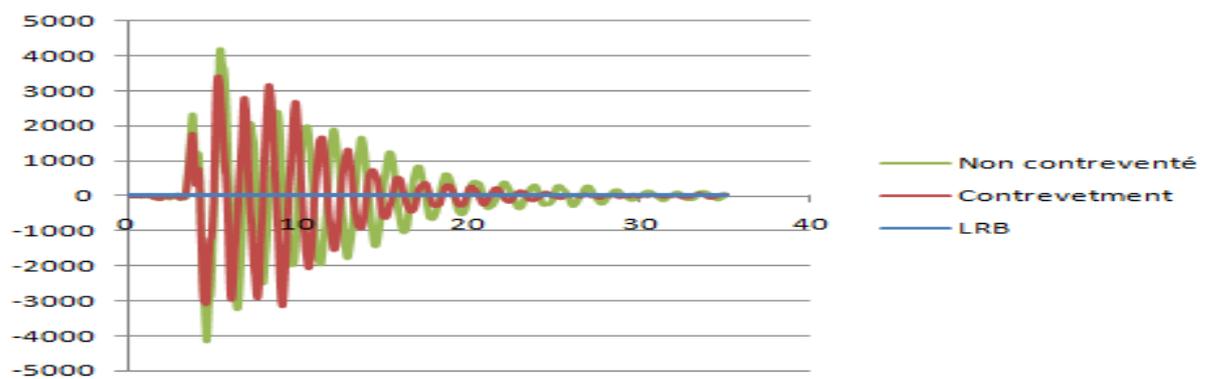


Figure VII.23 : Réponse temporelle du moment fléchissant

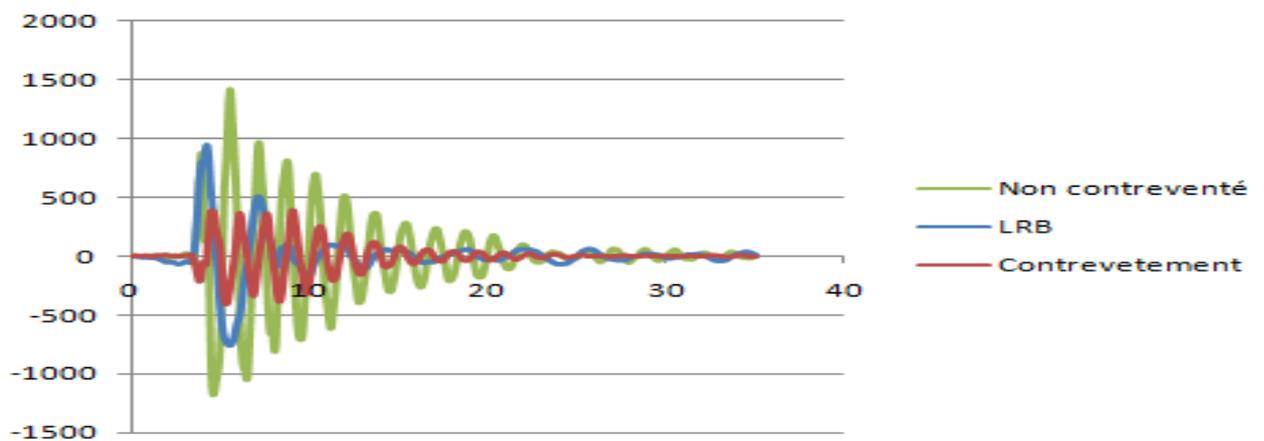


Figure VII.24 : Réponse temporelle de l'effort tranchant

Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

A partir des figures VII.21, VII.22, et VII.23 on a une diminution des résultats obtenus pour le système d'isolation atteignant 91,35% pour l'effort normal, et 55,17% pour l'effort tranchant, et en dernier lieu le moment fléchissant diminue considérablement de 28,22%.

VII.1.4.4 Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps :

Tableau VII.9 : Déplacement inter étage

Hauteur	Base fixe contreventée	Base fixe non contreventée	LRB
0	0	0	0
3.23	0.0008	0.012	0.0088
6.97	0.0002	0.0282	0.0096
10.2	0.0024	0.0244	0.0087
13.43	0.0065	0.0186	0.0094
16.66	0.0067	0.0108	0.0113
19.89	0.0037	0.0009	0.0196
23.12	0.001	0.0047	0.0257
26.35	0.0044	0.0051	0.0291
29.58	0.0043	0.0009	0.0309
32.81	0.0009	0.0008	0.0352
36.04	0.0025	0.0067	0.0383
39.04	0.0255	0.0431	0.0328

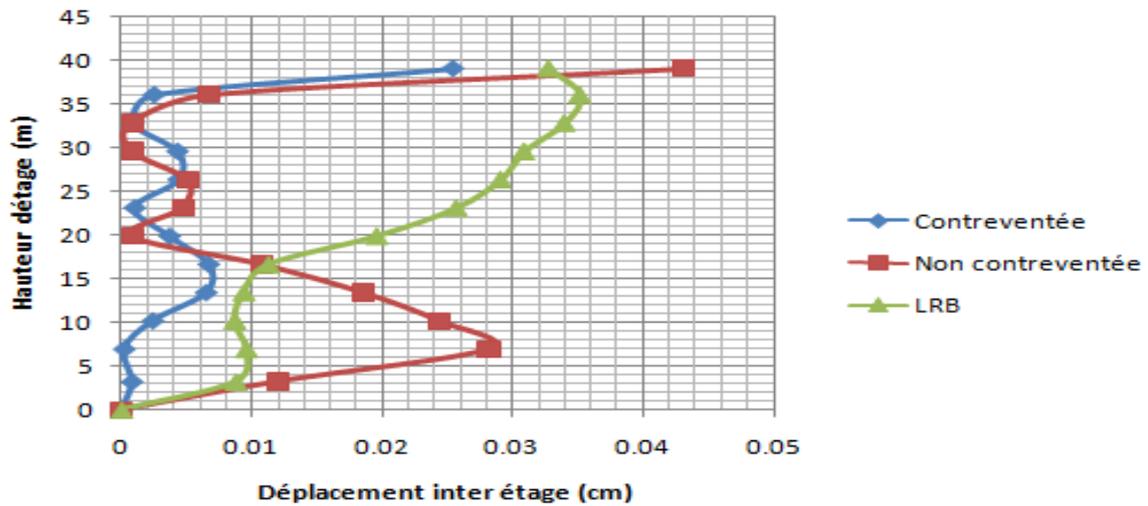


Figure VII.25 : Déplacement inter-étage

On remarque que la courbe de la structure isolée se comporte presque comme une droite contrairement aux autres courbes (contreventée et non contreventée).

VII.5 Conclusion :

Après comparaison entre le système isolé (LRB) et le système à base fixe contreventé par voile on remarque que :

- L'isolation sismique est plus efficace au séisme
- La période fondamentale d'une structure isolée a augmentée par rapport au système à base fixe, cela signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide.
- Les déplacements et accélérations ont diminué plus moins pour le système isolé contrairement au système contreventé.
- Les meilleurs résultats des efforts internes (N, M, T) sont obtenus par le système avec isolation (LRB).

Conclusion général :

Cette étude nous a permis d'appliquer tout ce que nous avons étudié durant nos années d'étude.

L'avantage que nous a donné ce mémoire, c'est enrichir nos connaissances dans le domaine de génie civil, par exemple nous a aidés de bien maîtriser des logiciels telle que le SAP2000 et l'AUTO CAD.

La grande difficulté qu'on a trouvé dans ce projet, c'est dans la modélisation et le choix de la disposition des voiles, mais heureusement on a trouvé les solutions et on a réussi à obtenir les résultats.

Un pré dimensionnement au début facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.

Le ferrailage des éléments a été calculé après extraction des efforts du logiciel SAP2000.

Pour l'infrastructure, le meilleur type de fondation et le plus adéquat pour notre structure est le radier nervuré.

La technique d'isolation parasismique est un nouveau moyen de réduire les risques des dangers des séismes, cette technique devrait être améliorée au futur dans le domaine du génie parasismique en Algérie.

En fin nous espérons que ce mémoire qu'il soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour qui s'intéresse à la matière.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]CHAKOURI.B, BESSAID.M.I. Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial « SS+RDC+09 étages » en Béton Armé. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juillet 2012, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 148 p.
- [2]MALFI.A. Etude technico-économique d'un bâtiment (SS+R+9) en béton armée à ORAN. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juin 2017, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 195 p.
- [3] **Benzina.F** Contribution a l'étude des structures intelligentes. Tlemcen. Mémoire de magistère en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- [4] **GUIZANI L.**, Groupe Conseil Inc., Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point.1997.
- [5] Nait Z, Benmouna N. ALYSE DE L'EFFET DES SYSTEMES DE DISSIPATION PASSIVE DANS LE CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS. TIEMCEN. Mémoire de master en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2014.
- [6] **Michael D.** SEISMIC PROTECTIVE SYSTEMS SEISMIC ISOLATION. Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples,Polytechnic Institute.
- [7] **Martelli, A.** MODERN SEISMIC PROTECTION SYSTEMS FOR CIVIL AND INDUSTRIAL STRUCTURES. Synthesis of the application to Thessaloniki city,SAMCO Final Report, 2006.
- [8] **Mr. BENAYAD Karim.** COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES OUVRAGES SUR ISOLATEURS DE BASE. TELMCEN. Mémoire de magistère en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- [9] **Martelli, A.** MODERN SEISMIC PROTECTION SYSTEMS FOR CIVIL AND INDUSTRIAL STRUCTURES. Synthesis of the application to Thessaloniki city,SAMCO Final Report, 2006.
- [10] FEMA 356 (Chapitre 9)
- [BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougouin ,deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.
- [RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

ANNEXE « A »

ANNEXE A

I Dimensionnement d'isolateur en élastomère avec un barreau de plomb (LRB) :

$$N_s = 3166,947 \text{ KN}$$

$$T = 1,69\text{s (période de structure à base fixe)}$$

$$T_D = 2,3\text{s (période de structure isolé)}$$

- La rigidité effective :

$$K_{eff} = \frac{N}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 = \frac{3166,947}{9,82} \left(\frac{2\pi}{2,54}\right)^2 = 2425,3679 \text{ KN/m} \quad (7.1)$$

- Déplacement maximum de conception :

$$\rightarrow Z = 0,075$$

$$\rightarrow N=1$$

$$\rightarrow S = 2,3$$

$$\text{Donc : } C = 0,075 \cdot 1 \cdot 2,3 = 0,1725$$

$$D = \frac{g \cdot c \cdot T_D}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_D} = \frac{9,82 \cdot 0,1725 \cdot 2,29}{4 \cdot \pi^2 \cdot 1,2} = 0,082 \text{ m} \quad (7.2)$$

- L'épaisseur des couches de caoutchouc tr :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} = \frac{0,082}{1,5} = 0,054 \text{ m} \quad (7.3)$$

- La déformation de plastification au cisaillement du plomb est de :

$$\rightarrow A = \frac{(405-90)^2 \cdot \pi}{4} = 0,078 \text{ m}^2$$

$$K_p = \frac{A \cdot G}{e_p} = \frac{0,078 \times 700}{0,37} = 147,362 \text{ KN/m} \quad (7.4)$$

- La rigidité linéaire K_e :

$$K_e = 6,5 \cdot K_p = 957,856 \text{ KN/m} \quad (7.5)$$

- Déplacement à la plastification:

$$D_Y = e_p \cdot \frac{\tau_{py}}{G_p} = 0,37 \cdot \frac{10,5}{130} = 0,02988 \text{ m} \quad (7.6)$$

ANNEXE A

- La force de plastification de l'isolateur:

$$F_y = D_y \cdot K_e = 0,029 * 957,856 = 28,625 \text{ KN} \quad (7.7)$$

ANNEXE « B »

ANNEXE « C »