

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université Belhadj Bouchaib-Ain Témouchent



Projet De Fin D'études

Pour L'obtention Du Diplôme De Master En :

Domaine : Science Et Technologie

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème :

**Étude paramétrique d'une structure en béton
armé avec système d'isolation**

Présenté par :

M^{elle} : SIDI OUIS MERIEM

Devant les jurys composés de :

Dr : SAID Abderrahmane Président UAT.B.B (Ain Témouchent)

Pr : Guenaneche Boucif Examineur UAT.B.B (Ain Témouchent)

Dr : LAZIZI Amina Encadrante UAT.B.B (Ain Témouchent)

Année universitaire : 2021/2022

Au nom de Dieu, clément et très miséricordieux

Remerciement

Ce mémoire est le résultat d'un travail de longues recherches rudes.

En préambule, Nous adresserons nos remerciements à dieu soubhanouu wa talaa de nous avoir guidé à élaborer ce travaille, ainsi notre reconnaissance envers les personnes avec lesquelles nous avons pu échanger et qui nous ont aidé pour la rédaction de ce mémoire.

Je remercie mes très chers parents «Hafsa et Bouazza» qui ont toujours été là pour moi.

« Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fière ».

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon directrice de mémoire madame Lazizi Amina, je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Enfin, je remercie toutes et tous mes sœurs et mes frères et mes amis pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement.

A tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Résumé :

L'analyse des structures soumises à l'action sismique est un domaine de recherche d'actualité et présente un intérêt particulier dans les pays où l'activité sismique est importante. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA) considère le nord de l'Algérie comme une zone sismique élevée, l'Algérie est exposée aux risques de tels chocs. Pourrait causer aux problèmes financiers et humains.

Notre travail vise à éclairer sur l'étude paramétrique d'une structure en béton armé avec et sans système d'isolation de type élastomère fretté avec les dimensionnements de ces appuis pour cela l'analyse a été effectuée par le logiciel (ETABS).

Une comparaison a été faite entre les déplacements et les efforts tranchants à la base des ouvrages, les résultats obtenus ont montré que l'ouvrage équipé d'une isolation parasismique permet de réduire significativement les déplacements entre étages, il se comporte quasiment comme un corps rigide. Concernant la période appropriée de la structure isolée dans son ensemble : C'est assez long compte tenu de la grande flexibilité horizontale.

Mots clés : Structures, l'action sismique, système d'isolation, étude paramétrique, élastomère fretté, ETABS.

ملخص:

يعد تحليل الهياكل المعرضة للعمل الزلزالي مجالاً حالياً للبحث وله أهمية خاصة في البلدان التي يكون فيها النشاط الزلزالي كبيراً. يعتبر قانون الجزائر لمقاومة الزلازل (RPA) شمال الجزائر منطقة زلزالية عالية، ومدى تعرض الجزائر لمخاطر مثل هذه الصدمات قد يؤدي إلى مشاكل مادية وبشرية.

يهدف عملنا إلى تسليط الضوء على الدراسة البارامترية لهيكل خرساني مقوى مع وبدون نظام عزل من النوع المرن مع أبعاد هذه الدعامات لذلك تم إجراء التحليل بواسطة برنامج (إيتابس).

تم إجراء عملية المقارنة بين الهياكل مع وبدون نظام العزل، وأظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن الهيكل المجهز بالعزل الزلزالي يعمل على تقليل عملية الإزاحة بين الأرضيات بشكر كبير، فهو يتصرف تقريباً مثل الجسم الصلب. فيما يتعلق بالدور المناسب للهيكل المعزول ككل، إنها فترة طويلة جداً مقارنة بالحالة العادية بالنظر إلى المرونة الأفقية الكبيرة.

الكلمات المفتاحية: الهياكل، العمل الزلزالي، نظام العزل، دراسة البارامترية، المطاط الصناعي، إيتابس

Abstract :

The analysis of structures subjected to seismic action is a current field of research and is of particular interest in countries where seismic activity is significant. The Algerian seismic regulation (RPA) considers the north of Algeria as a high seismic zone, Algeria is exposed to the risks of such shocks. Could cause to financial and human problems.

Our work aims to shed light on the parametric study of a reinforced concrete structure with and without a shrink-wrapped elastomer type insulation system with the sizing of these supports for this the analysis was carried out by the software (ETABS).

A comparison was made between the displacements and the shear forces at the base of the structures, the results obtained showed that the structure equipped with seismic insulation makes it possible to significantly reduce the displacements between floors, it behaves almost like a body rigid. Regarding the appropriate period of the isolated structure as a whole; It's quite long considering the great horizontal flexibility.

Keywords : Structures, seismic action, insulation system, parametric study, fretted elastomer,ETABS.

Notations

\mathbf{U}_g : Déplacement au sol.

\mathbf{m} : Masse de la structure.

β : Facteur d'amortissement.

\mathbf{C} : Matrice d'amortissement de la structure.

\mathbf{K} : Matrice de rigidité de la structure.

$\mathbf{U}, \dot{\mathbf{U}}, \ddot{\mathbf{U}}$: Vecteurs des déplacements, Vitesses et accélérations des degrés à la base.

\mathbf{A} : Surface de l'isolateur.

t_r : Epaisseur totale des couches d'élastomère.

\mathbf{D} : Déplacement horizontal.

\mathbf{K}_v : Rigidité verticale.

\mathbf{E}_c : Module de compression.

\mathbf{S} : facteur de forme.

t : Epaisseur d'une seule couche d'élastomère.

d : Diamètre de l'isolateur.

\mathbf{G} : Module de cisaillement.

\mathbf{F}_y : Charge de plastification.

\mathbf{K}_{eff} : Rigidité effective de l'isolateur.

\mathbf{D}_y : Déplacement de rupture.

β_{eff} : Amortissement effectif.

T : Période effective.

R : Rayon de courbure.

μ : Coefficient de frottement.

Z : Coefficient de zone sismique.

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active.

S_I: Coefficient caractérisant le type de sol.

D_T : Déplacement total.

D_{TM}: Déplacement total maximum.

g : Accélération de la pesanteur.

C_{VD}, C_{VM} : Coefficients sismiques.

T_D: Période en seconde de la structure isolée correspondant au déplacement minimum.

T_M: Période en seconde de la structure isolée correspondant au déplacement maximum.

K_{D min}: Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement minimum.

K_{M min}: Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement maximum.

W : Poids total de la structure.

e : Excentricité.

V_b: Force sismique.

V_s: Force du cisaillement minimale.

I : Moment d'inertie de l'isolateur.

B : Largeur de l'appui.

DBE : tremblements de terre de conception (Design Basis Earthquake).

MCE : Tremblements de terre maximum (Maximum Capable Earthquake).

RI : un facteur de réduction de la force de conception (facteur de ductilité).

Sommaire

Introduction générale01

1^{ère} Partie : Étude de la structure sans système d'isolation (encastrée)

Chapitre I : Présentation du projet

I.1.Présentation de l'ouvrage.....03

I.2.Caractéristiques géométriques du projet.....03

I.2.1.Caractéristiques géométriques en élévation.....03

I.2.2.Caractéristiques géométriques en plan.....03

I.2.3.Données du site et caractéristiques géométriques du sol.....04

I.3.La conception de la structure.....04

I.3.1.Plancher.....04

I.3.1.1.Plancher à corps creux.....04

I.3.1.2.Plancher à dalle pleins.....05

I.3.2.Maçonnerie.....05

I.3.3.Escalier.....05

I.3.4.Revetements.....06

I.3.5.L'acrotère.....06

I.4.Hypothèses de calcul.....06

I.4.1.Résistance du béton.....06

I.4.1.1.Résistance du béton à la compression.....06

I.4.1.2.Résistance du béton à la traction.....	06
I.4.2.Aciers.....	06
I.4.2.1.Différents types d’aciers.....	07
I.5.Matériaux utilisés.....	07
I.5.1.Béton.....	07
I.5.2.Les composants du béton.....	08
I.6.Résistance mécanique.....	09
I.6.1.Résistance à la compression.....	09
I.6.2.Résistance à la traction.....	09
I.7.Module de déformation longitudinale.....	10
I.7.1.Module de déformation instantanée.....	10
I.7.2.Module de déformation différée.....	10
I.8.Coeffiecient de poisson.....	10
I.9.Module limite de service d’acier.....	11
I.9.1.Fissuration peu préjudiciable.....	11
I.9.2.Fissuration préjudiciable.....	11
I.9.3.Fissuration très préjudiciable.....	11
I.10.Déformation et contrainte de calcul.....	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction.....	13
II.2.Plancher.....	13
II.2.1.Plancher corps creux.....	13
II.2.2.Plancher dalle pleine.....	15
II.3.Les poutres.....	16
II.3.1.La poutre principale.....	16
II.3.2.La poutre secondaire.....	17
II.4.Les poteaux.....	17
II.5.Les escaliers.....	21
II.6.Les voiles.....	22

Chapitre III : Descente des charges

III.1.Introduction.....	24
III.2.Système porteur d'une structure.....	24
III.3.Descente des charges.....	25
III.3.1.Terrasse inaccessible.....	25
III.3.2.Étage courant.....	25
III.3.3.Palier d'escalier.....	26
III.3.4.Pallasse de l'escalier.....	26
III.3.5.Dalle pleine.....	27

III.3.6.Balcon.....	28
III.3.7.Murs.....	28
III.3.8.L'acrotère.....	28
Chapitre IV : Étude des planchers	
IV.1.Introduction.....	29
IV.2.Caractéristique géométrique des poutrelles.....	29
IV.3.Les types de poutrelles.....	31
IV.3.1.Evaluation des charges de la poutrelle.....	32
IV.3.1.1.La charge appliquée sur la nervure.....	33
IV.4.Les méthodes de calcul.....	33
IV.4.1.Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants à L'E.L.U.....	33
IV.5.Calcul le ferrailage.....	42
IV.5.1.Les armatures longitudinales.....	42
IV.5.2.Vérification et calcul élémentaire.....	44
IV.5.3.Les armatures transversales.....	45
IV.5.4.Les armatures tendues.....	46
IV.5.4.1.Encrage courbe pour des barres tendues.....	47
IV.5.4.2.L'influence l'effort tranchant au voisinage de l'appui.....	47

Chapitre V : Étude des escaliers

V.1.Introduction.....	51
V.2.Les types des escaliers.....	51
V.2.1.Pré dimensionnement.....	52
V.2.2.Combinaison d'action.....	53
V.2.3.Calcul les sollicitations.....	53
V.3.Calcul les sections d'acier.....	57
V.3.1.Vérification d'effort tranchant.....	60
V.3.2.Vérification des contraintes.....	60

Chapitre VI : Étude des éléments non structuraux

VI.1.Étude de l'acrotère.....	62
VI.1.1.Introduction.....	62
VI.1.2.Evaluation des charges et surcharges.....	62
VI.1.3.Calcul des excentricités.....	64
VI.1.4.Calcul des sections d'aciers.....	67
VI.1.4.1.Calcul des aciers en flexion simple.....	67
VI.1.4.2.Vérification de l'effort tranchant.....	69
VI.1.4.3.Vérification des contraintes.....	70
VI.2.Étude de balcon.....	71
VI.2.1.les types de balcons.....	71

VI.2.2.Evaluation des charges et surcharges.....	71
VI.2.3.Calcul les sollicitations.....	72
VI.2.4.Calcul les moments.....	72
VI.2.5.Calcul des sections d'acier.....	72
VI.2.5.1.Vérification de l'effort tranchant.....	74
VI.2.5.2.Vérification des contraintes.....	75

Chapitre VII : Étude sismique

VII.1.Introduction.....	76
VII.2.L'objectif.....	76
VII.3.Méthode de calcul.....	76
VII.3.1.Principe de la méthode dynamique modale spectrale.....	77
VII.3.2.Détermination des coefficients et les facteurs.....	77
VII.4.Justification de sécurité.....	82
VII.4.1.Justification de la force sismique totale de calcul.....	82
VII.4.2.Vérification de déplacement.....	82
VII.4.3.L'effort normal réduit.....	84
VII.4.4.Justification de m'effort $P-\Delta$	85

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

VIII.1.Le poteau.....	87
VIII.1.1.Introduction.....	87

VIII.1.2.Recommandation de RPA.....	88
VIII.1.2.1.Armatures longitudinales.....	88
VIII.1.2.2.Armatures transversales.....	88
VIII.1.3.Vérification spécifiques sous sollicitations tangentes.....	89
VIII.1.4.Sollicitation de calcul.....	90
VIII.1.5.Calcul le ferrailage.....	90
VIII.1.5.1.Les excentricités.....	91
VIII.1.5.2.Calcul les armatures longitudinale.....	92
VIII.1.5.3.Calcul les armatures transversale.....	93
VIII.2.Les poutres.....	96
VIII.2.1.Introduction.....	96
VIII.2.2.Recommandation de RPA.....	97
VIII.2.2.1.Les armatures longitudinale.....	97
VIII.2.2.2.Les armatures transversales.....	97
VIII.2.3.Sollicitations de calcul.....	97
VIII.2.4.Ferrailage.....	98
VIII.3.Les voiles.....	99
VIII.3.1.Introduction.....	99
VIII.3.2.Recommandations de RPA.....	100
VIII.3.2.1.Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales.....	100

VIII.3.2.2.Longueur de recouvrement.....	100
VIII.3.3.Sollicitations de calcul.....	100
VIII.3.4.Ferraillage.....	100
VIII.3.4.1.Calcul les excentricités.....	101
VIII.3.4.2.Calcul les armatures.....	103

Chapitre IX : Étude l’infrastructure

IX.1.Introduction.....	106
IX.2.Justification pour le choix des fondations.....	106
IX.2.1.Calcul des surfaces revenant aux semelles.....	107
IX.3.Calcul le ferraillage.....	107
IX.3.1.Combinaison d’action.....	107
IX.3.2.Dimension de la semelle.....	107
IX.3.3.Calcul les armatures.....	111

2^{ème} Partie : Étude de la structure avec système d’isolation (isolée)

Chapitre I : Notions de base sur des appuis parasismiques

I.1.Introduction.....	114
I.2.Historique.....	114
I.3.L’objectif de l’isolation parasismique.....	115
I.4.Principe de l’isolation parasismique.....	115
I.5.Champ d’application des appuis parasismiques.....	116

I.6. Les différents types des appuis parasismiques.....	116
I.6.1. Appuis à déformation.....	117
I.6.2. Appuis à glissement.....	118
I.6.3. Les appuis à glissement.....	119
I.6.4. Les appuis à déformation et glissement.....	120
I.7. Critères de choix des appuis parasismiques.....	120
I.8. Les avantages et les inconvénients des appuis parasismiques.....	121
I.8.1. Les avantages des appuis parasismiques.....	121
I.8.2. Les inconvénients des appuis parasismiques.....	122
I.9. Incidence sur le cout.....	122

Chapitre II : Théories de base sur les appuis parasismiques

II.1. Fonctionnement et modélisation mathématique des appuis parasismiques.....	123
II.1.1. Appuis en caoutchouc fretté.....	123

Chapitre III : Méthodes de calcul des structures isolées

III.1. Code parasismique.....	125
III.1.1. Critères de classification.....	125
III.2. Les méthodes de calcul des structures isolées.....	126
III.2.1. La méthode statique équivalente.....	126
III.2.2. Méthode dynamique.....	130
III.2.2.1. La Méthode modale spectrale.....	131

III.2.2.2.La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	132
-------------------------------------------------------------------	-----

Chapitre IV : Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

IV.1.Méthodologie.....	134
IV.1.1.Appuis en élastomère fretté ayant un amortissement élevé.....	134
IV.1.1.1.Dimensionnement.....	134
IV.1.1.2.Vérification des conditions de résistance et de stabilité.....	139
IV.1.2.Exemple de calcul.....	141
IV.2.Conclusion.....	151

3^{ème} Partie : Étude comparative de la structure avec et sans système d'isolation avec l'influence de la hauteur

Chapitre I : Étude comparative de la structure avec et sans système d'isolation

I.1.Introduction.....	152
I.2.Etude comparative.....	152
I.2.1.Périodes et facteurs de contribution modale.....	152
I.2.2.Déplacement.....	154
I.2.3.L'effort tranchant.....	156
I.3.Conclusion.....	157

Chapitre II : L'influence de la hauteur des structures sur les appuis parasismiques

II.1.Introduction.....	158
II.2.Présentation d'étude.....	158

II.3.Description des structures.....	158
II.4.Description du système d'isolation.....	160
II.5.Résultats.....	161
II.5.1.Période.....	161
II.5.2.Les facteurs de contribution modale.....	161
II.5.3.Les déplacements relatifs.....	162
II.5.4.Les efforts tranchants.....	163
II.6.Conclusion.....	164
Conclusion générale.....	165
Références bibliographiques.....	167

Liste des figures

1^{ère} Partie : Étude de la structure sans système d'isolation (encastrée)

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Plancher corps creux.....	04
Figure I.2 : Plancher dalle pleine.....	05
Figure I.3 : Les escaliers.....	05

Chapitre II : Pré dimensionnements des éléments

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	13
Figure II.2 : La poutrelle.....	14
Figure II.3 : Plancher à dalle pleine.....	15
Figure II.4 : Poteau centrale.....	19
Figure II.5 : Schéma en plan des escaliers.....	21
Figure II.6 : Les différentes types de voile.....	22

Chapitre III : Descente des charges

Figure III.1 : Transferts des charges de la superstructure vers le sol.....	24
Figure III.2 : L'acrotère.....	28

Chapitre IV : Étude des planchers

Figure IV.1 : Plancher à corps creux.....	29
Figure IV.2 : Schéma de poutrelle type 5 d'étage courant.....	33
Figure IV.3 : Diagramme du moment fléchissant de la poutrelle type 5 d'étage courant	

Courant.....36

Figure IV.4 : Diagramme d'effort tranchant de la poutrelle type 5 d'étage courant.....37

Chapitre V : Étude des escaliers

Figure V.1 : Terminologie des escaliers.....51

Figure V.2 : Les dimensions d'escalier.....51

Figure V.3 : Schéma statique d'escalier.....53

Figure V.4 : Diagramme des moments fléchissant.....56

Figure V.5 : Schéma ferrailage d'escalier.....61

Chapitre VI : Étude des éléments non structuraux

Figure VI.1 : Schéma réel de l'acrotère.....62

Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....69

Figure VI.3 : Schéma statique du balcon.....71

Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de balcon.....74

Chapitre VII : Étude sismique

Figure VII.1 : Spectre de réponse.....81

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

Figure VIII.1 : Zone nodale.....88

Figure VIII.2 : Exemple schéma de ferrailage d'un poteau.....96

Figure VIII.3 : Exemple de ferrailage d'une poutre.....98

Figure VIII.4 : Schéma du ferrailage du voile.....105

Chapitre IX : Étude l'infrastructure

Figure IX.1 : Schéma de semelle sous poteau central.....108

Figure IX.2 : Schéma de ferrailage de semelle isolé.....113

2^{ème} Partie : Étude de la structure avec système d'isolation (isolée)

Chapitre I : Notions de base sur les appuis parasismiques

Figure I.1 : l'effet des appuis parasismiques.....116

Figure I.2 : Les différents types d'appuis à déformation.....118

Figure I.3 : Les différents types d'appuis à glissement.....119

Figure I.4 : Appui à déformation et glissement.....119

Figure I.5 : Appuis à roulement.....120

Chapitre II : Théories de base sur les appuis parasismiques

Figure II.1 : Principe de fonctionnement.....123

Figure II.2 : Modèle mathématique.....124

Chapitre III : Méthodes de calcul des structures isolées

Figure III.1 : Boucles d'hystérésis sous chargement cylindrique.....129

Figure III.2 : Dimensions en plan pour la détermination du déplacement totale.....130

Figure III.3 : Déplacement du système d'isolation.....130

Chapitre IV : Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

Figure IV.1 : La surface chargée et ma surface.....	135
Figure IV.2 : La section réduite.....	137
Figure IV.3 : Position de l'appui sous séisme.....	140

3^{ème} Partie : Étude comparative de la structure avec et sans système d'isolation avec l'influence de la hauteur

Chapitre I : Étude comparative de la structure avec et sans système d'isolation

Figure I.1 : les déplacements de deux structure selon la direction x.....	155
Figure I.2 : les déplacements de deux structure selon la direction y.....	155
Figure I.3 : les efforts tranchants de deux structure selon la direction x.....	156
Figure I.4 : les efforts tranchants de deux structure selon la direction y.....	157

Chapitre II : L'influence de la hauteur des structures sur les appuis parasismiques

Figure II.1 : Vue en 3D de la structure R+10 sans système d'isolation.....	160
----------------------------------------------------------------------------	-----

Liste des tableaux

1^{ère} Partie : Étude de la structure sans système d'isolation (encastrée)

Chapitre II : Pré dimensionnements des éléments

Tableau II.1 : Les sections des poteaux.....	20
----------------------------------------------	----

Chapitre III : Descente des charges

Tableau III.1 : Evaluation des charges "Terrasse inaccessible"	25
----------------------------------------------------------------------	----

Tableau III.2 : Evaluation des charges "Étage courant"	25
--------------------------------------------------------------	----

Tableau III.3 : Evaluation des charges "Palier d'escalier"	26
------------------------------------------------------------------	----

Tableau III.4 : Evaluation des charges "Paillasse d'escalier"	26
---------------------------------------------------------------------	----

Tableau III.5 : Evaluation des charges "Dalle pleine"	27
-------------------------------------------------------------	----

Tableau III.6 : Evaluation des charges "Balcon"	27
-------------------------------------------------------	----

Tableau III.7 : Evaluation des charges "Mur extérieur"	28
--------------------------------------------------------------	----

Tableau III.8 : Evaluation des charges "Mur intérieur "	28
---------------------------------------------------------------	----

Chapitre IV : Étude des planchers

Tableau IV.1 : Evaluation des charges de la poutrelle.....	32
------------------------------------------------------------	----

Tableau IV.2 : Calcul de la sollicitation de la poutrelle type 1 de terrasse inaccessible.....	38
------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Tableau IV.3 : Calcul de la sollicitation de la poutrelle type 2 de terrasse inaccessible.....	39
------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Tableau IV.4 : Calcul de la sollicitation de la poutrelle type 3 d'étage courant.....	40
---------------------------------------------------------------------------------------	----

Tableau IV.5 : Calcul de la sollicitation de la poutrelle type 4 d'étage courant.....	41
---------------------------------------------------------------------------------------	----

Tableau IV.6 : Calcul de la sollicitation de la poutrelle type 5 d'étage courant.....	42
---------------------------------------------------------------------------------------	----

Tableau IV.7 : Récapitulatif du ferrailage en travé à E.L.U.....	49
Tableau IV.8 : Récapitulatif du ferrailage en appui à E.L.U.....	49
Tableau IV.9 : Récapitulatif du ferrailage en travé à E.L.S.....	50
Tableau IV.10 : Récapitulatif du ferrailage en appui à E.L.S.....	50

Chapitre VII : Étude sismique

Tableau VII.1 : Valeurs de pénalités.....	80
Tableau VII.2 : Vérification du déplacement au niveau de chaque niveau.....	83
Tableau VII.3 : Vérification de l'effort normal réduit.....	84
Tableau VII.4 : Vérification de l'effet P- Δ selon X.....	85
Tableau VII.5 : Vérification de l'effet P- Δ selon Y.....	86

Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux

Tableau VIII.1 : Vérification de l'effort tranchant.....	90
Tableau VIII.2 : Ferrailage des poteaux.....	95
Tableau VIII.3 : Ferrailage des poutres.....	98
Tableau VIII.4 : Ferrailage des voiles.....	105

Chapitre IX : Étude l'infrastructure

Tableau IX.1 : Ferrailage des semelles isolées.....	113
-----------------------------------------------------	-----

2^{ème} Partie : Étude de la structure avec système d'isolation (isolée)

Chapitre IV : Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

Tableau IV.1 : Les constantes G,E,k.....	136
Tableau IV.2 : Centres de masse et de rigidité.....	142
Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de contribution modale.....	142
Tableau IV.4 : Distribution des efforts tranchants.....	143
Tableau IV.5 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère frété.....	147
Tableau IV.6 : Périodes et facteurs de contribution modale.....	148
Tableau IV.7 : Les déplacements selon les directions x et y.....	148
Tableau IV.8 : Les efforts tranchants selon x et y.....	149
Tableau IV.9: Les dimensions du système d'isolation en élastomère frété.....	150
Tableau IV.10 : Périodes et facteurs de contribution modale.....	150
Tableau IV.11 : Les déplacements selon les directions x et y.....	151
Tableau IV.12 : Les efforts tranchants selon x et y.....	151

3^{ème} Partie : Étude comparative de la structure avec et sans système d'isolation avec l'influence de la hauteur

Chapitre I: Étude comparative de la structure avec et sans système d'isolation

Tableau I.1 : Périodes et facteurs de contribution modale.....	152
Tableau I.2 : Périodes et facteurs de contribution modale.....	153
Tableau I.3 : les déplacements de deux structure selon les directions x et y.....	154

Tableau I.4 : les efforts tranchants de deux structure selon les directions x et y.....156

Chapitre II : L'influence de la hauteur des structures sur les appuis parasismiques

Tableau II.1 : Les dimensions des poteaux.....159

Tableau.II.2 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.....160

Tableau II.3: Les périodes obtenues pour les différentes structures.....161

TableauII.4 : Les modes propres à considérer pour les différentes structures encastées
et isolées.....161

Tableau II.5: Déplacements des derniers niveaux selon X.....162

Tableau II.6: Déplacements des derniers niveaux selon Y.....162

Tableau II.7: Les efforts tranchants à la base selon X.....163

Tableau II.8: Les efforts tranchants à la base selon Y.....163

Introduction générale

Dans ce projet, j'ai mis en épreuve toutes mes connaissances que l'on ait acquises au cours des cinq dernières années. Mais ce travail m'a permis de comprendre le comportement du bâtiment lors d'un séisme et l'importance d'une bonne étude et de bonne exécution, parce qu'il faut aussi ne pas oublier que la vie de milliers de personnes dépend de nous les ingénieurs civils.

Dans la plupart des zones sismiques, l'adoption de techniques de construction visant à réduire les risques liés aux séismes vise à augmenter la résistance des structures. Mais la question se pose de savoir comment et par quels moyens on peut renforcer la structure sous sollicitation sismique, et quel mode est le plus rentable, en termes de résistance et bien sûr d'architecture.

À l'heure actuelle, l'utilisation de la technologie sismique moderne appelée isolation sismique, comme les amortisseurs et les isolateurs sismiques, est certainement le meilleur moyen d'assurer la sécurité des bâtiments contre les tremblements de terre violents. Cette technologie peut être appliquée aux structures en béton armé, aux ponts, aux structures lourdes (centrales nucléaires) et aux bâtiments stratégiques (hôpitaux, centres de décision en cas de catastrophe, etc.). En Algérie, CTC-Chlef a été le premier à introduire cette technologie en construisant son siège d'agence à Ain Defla, situé dans une zone fortement sismique.

Le présent travail, fait l'objet de l'étude des structures avec et sans système d'isolation (à base d'élastomère fretté), et de faire la comparaison et aussi pour évaluer leur rôle dans la réduction des risques sismiques dans la superstructure. Ce mémoire s'articule, autour de trois parties :

La première partie sera une étude sans système d'isolation d'un bâtiment RDC+5 étages à usage d'habitation situé à Ain Témouchent, cette région est classé en zone sismique moyenne IIa, pendant l'analyse de notre structure nous avons relevé les points suivants :

- On cherche avoir un predimensionnement à nos éléments structuraux, il faut passer par les références de RPA99/2003, BAEL91, CBA et pour le ferrailage des éléments structuraux comme les poteaux et les poutres sont ferrailés par le minium proposé par RPA99/2003 ce qui nous permis de conclure que le règlement parasismique algérien est très

sévère, une bonne conception et bon ferrailage laissera la structure intacte pour une longue période de temps même en cas du séisme.

- Pour le choix de fondation est dépend de la charge provenant de la structure et aussi la nature du sol, nous avons choisi des semelles isolées à notre structure à partir de les données géotechnique de sol.

La deuxième partie sera une étude de la structure avec système d'isolation de type élastomère fretté . On a présenté quelques définitions, généralités des appuis parasismiques ou l'isolateur parasismique les plus utilisées, aussi la théorie de base sur l'isolation parasismique avec leur comportement mécanique qui va nous permettre de formuler les équations du mouvement et des formulations mathématiques et des différentes méthodes de calcul des structures isolées selon le code Américain UBC97, pour déterminer leurs efforts et leurs déplacements ainsi le dimensionnement des appuis parasismiques, les isolateurs sismiques a été effectuées pour examiner son comportement lorsqu'elle est doté d'isolateur.

La troisième partie sera une étude comparative d'une structure avec et sans système d'isolation, avec l'influence de la hauteur sur ses appuis pour évaluer les structures isoles par rapport au contreventement par les voiles.

En fin, en termine par une conclusion générale qui contient la discussion des résultats obtenus sur la recherche.

1^{ère} Partie :

Étude de la structure sans
système d'isolation
(encastrée)

Chapitre I

Présentation du Projet

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à faire une étude génie civile d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation à Hammam Bouhadjer, contreventé par des voiles et par des portiques, il sera implanté a Ain Témouchent correspondant à la zone Sismicité moyenne (zone IIa) d'après la classification des règles parasismiques algériennes (**Art 3.1 RPA 99/version 2003**).

Notre structure comporte :

- Du rez de chaussée au 5^{ème} étage à usages d'habitations. Chaque étage comporte 4 appartements de type F3.
- La hauteur totale ne dépasse pas 48 m, donc elle est classée comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 02**). (**Art 3.2 RPA 99/ version 2003**).
- La terrasse est inaccessible, la circulation entre les niveaux est assurée par les escaliers.

I.2.Caractéristiques géométriques du projet :

I.2.1.Caractéristiques géométriques en élévation :

- Hauteur du rez de chaussé : 3.06m.
- Hauteur des étages : 3.06m.
- Hauteur totale : 18.36 m.

I.2.2.Caractéristiques géométriques en plan :

- La longueur totale : 23.50m.
- La largeur totale : 20 m.

I.2.3. Données du site et caractéristiques géotechniques du sol :

Le bâtiment est implanté dans une zone moyenne sismicité (zone IIa). (**RPA 99/version 2003**).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 1.6 \text{ bar}$.

I.3. La conception de la structure :

I.3.1. Plancher :

C'est un ouvrage plan séparant les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment (murs, poteaux). Sans oublier le rôle technique de support de canalisations et réseaux divers. On distingue :

I.3.1.1 Plancher à corps creux : (hourdis + table de compression) dans tous les niveaux et le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches).

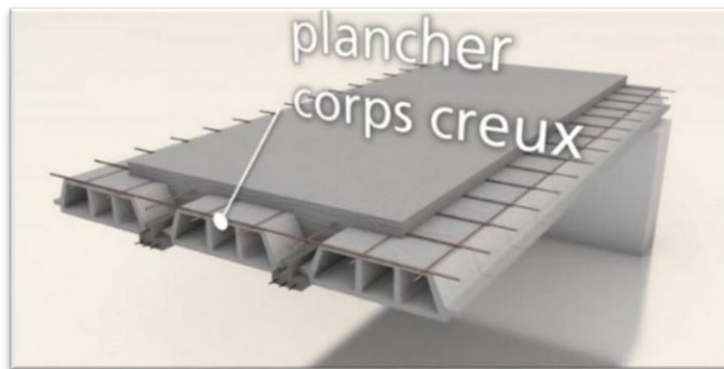


Figure I.1 : Plancher corps creux

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Pour assurer une bonne isolation thermique et phonique entre les différents espaces.

I.3.1.2. Plancher dalle pleine : constitué d'une épaisseur de béton armé de 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.

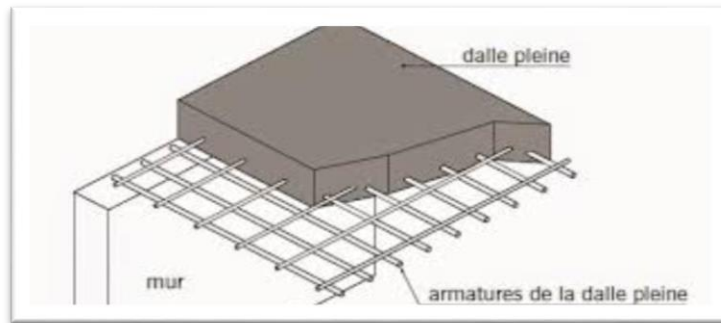


Figure I.2: Plancher dalle pleine

Pour notre cas on a utilisé les deux style de plancher.

I.3.2. Maçonnerie : est l'art de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux, liés ou non par un mortier.

I.3.3. escalier : est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

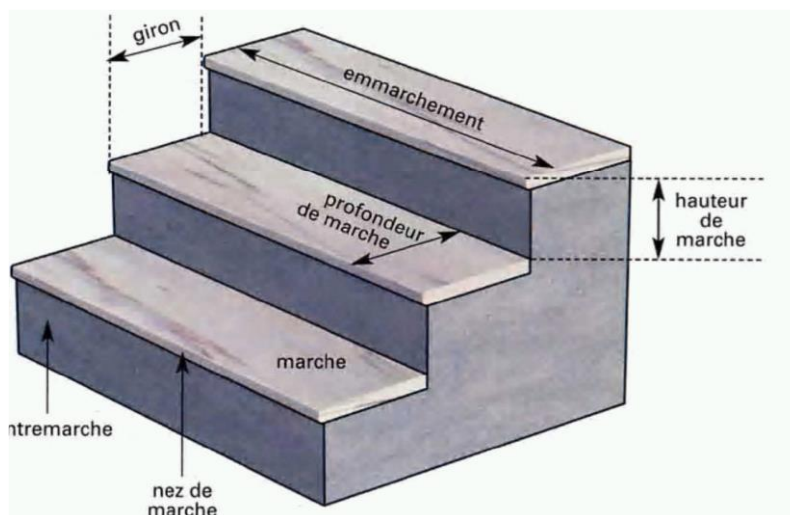


Figure I.3 : Les escaliers

I.3.4.Revêtements : l'exécution de ces travaux sera subordonnée à l'approbation par le maître d'œuvre des échantillons présentés par le cocontractant. Ces derniers seront du 1^{er} choix, de teinte et composition au choix du maître d'œuvre. Pendant les travaux, les matériaux de revêtement seront triés et les pièces présentant des défauts de fabrication devront être rejetées.

I.3.5.L'acrotère : Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du façade bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse.

I.4.Hypothèses de calcul :

I.4.1.Résistance du béton :

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 MPa mais sa résistance est faible de l'ordre 1/10 de sa résistance en traction.

I.4.1.1.Résistance du béton à la compression :

La résistance du béton à la compression simple à 28 jours est $f_{c28} = 25$ MPa

I.4.1.2.La résistance du béton à la traction : BAEL (Art 2.1.12)

La résistance du béton à la traction simple à 28 jours est :

$$f_{cj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \Rightarrow 2.1 \text{ MPa}$$

I.4.2.Aciers : les aciers de construction sont principalement employés dans le cadre de la fabrication de béton armé. Ces aciers sont appelés « armatures ». On différencie les aciers longitudinaux, placés suivant l'axe longitudinal de l'ouvrage, des aciers transversaux disposés dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_S = 210\,000$ MPa.

I.4.2.1. Différents types d'aciers :

a) **Les ronds lisses (R.L) :** les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

b) **Les aciers à haute adhérence (H.A) :** dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

c) **Treillis soudés :** les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances Les armatures longitudinales doivent être : de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{MPa}$.

L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.
- L'acier treilles soudé (TS) : FeE215.

I.5. Matériaux utilisés :

I.5.1. béton : à l'origine, le béton se composait uniquement de gravillons, de sable, de ciment et d'eau. Puis les avancées techniques de ces dernières décennies ont vu le béton s'enrichir considérablement. Avec des additions minérales telles que filler calcaire, cendres volantes, laitier moulu ou fumées de silice. Des adjuvants chimiques, super plastifiant réducteur d'eau ou entraîneur d'air. Sans oublier des ajouts divers de fibres, de colorants...

I.5.2. Les composants du béton :

a) **Le ciment** : le ciment est le liant hydraulique par excellence. Ce dernier est généralement composé de calcaire et d'argile. Il fait partie des principaux composants du béton, liant ses constituants entre eux, et lui confère certaines caractéristiques essentielles telles que sa résistance.

b) **L'eau de gâchage** : l'eau de gâchage est un élément indispensable lors de la conception du béton. Elle permet d'hydrater le ciment, ce qui libère ses capacités de liant, et rend également plus facile l'application du béton. L'eau utilisée doit être propre (Évitez d'utiliser de l'eau de mer) et prenez garde à ne pas l'ajouter avec excès sous risque d'altérer les performances de votre béton. En effet, cela pourrait diminuer sa résistance et sa durabilité.

c) **Les granulats** : les granulats, d'origine naturelle ou artificielle, sont des grains minéraux de dimensions variables. En tant que principaux composants du béton, ils lui transmettent certaines caractéristiques techniques et esthétiques, notamment sa résistance. Le choix du type de granulats utilisés ne doit donc pas être fait à la légère car il aura une influence sur la durabilité de votre béton. On distingue alors différentes sortes de granulats : les fillers, les sables, les graves, les gravillons et les ballasts.

d) **Les adjuvants** : les adjuvants sont des produits chimiques ajoutés lors du malaxage du béton et faiblement dosés lors de la préparation (moins de 5% de la masse du béton). Ces produits offrent la possibilité d'améliorer certaines caractéristiques du béton telles que son temps de prise ou son étanchéité. Très répandus aujourd'hui, il existe différents types d'adjuvants qui vous permettront d'obtenir le béton de vos rêves.

- Le béton de propreté d'une épaisseur 10 cm, sera coulé en plein fouilles, et dosé à 250 Kg C.P.A/M3.
- Le gros béton sous fondations sera coulé en pleines fouilles et dosé à 250 Kg/M3. (s'il y a lieu)
- Les ouvrages en béton armé dosés à 350 Kg / M3, tels que semelles isolées, semelles filantes, avant poteaux, longrines et voiles seront coulés avec utilisation d'étaie et de coffrage adéquat.

I.6. Résistance mécanique :

I.6.1. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm. Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. **(BAEL)**

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{BAEL 91 (Art A.2.1.11)}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{BAEL 91 (Art A.2.1.11)}$$

I.6.2. Résistance à la traction : BAEL (Art A.2.1.12)

La résistance à la traction à j jours f_{tj} est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

I.7. Module de déformation longitudinale :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

I.7.1. Module de déformation instantanée : CBA93 (Article A.2.1.2.1).

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPA.}$$

I.7.2. Module de déformation différée : CBA93 (Article A.2.1.2.2).

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA.}$$

I.8. Coefficient de poisson : CBA 93 (Art 2.1.3)

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0.2 & \text{Pour le calcul des déformations.} \\ \nu = 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations.} \end{array} \right.$$

I.9. Module limite de service d'acier :

I.9.1. Fissuration peu préjudiciable : pour les éléments en béton armé qui sont situés dans un milieu couvert (protégé) aucune vérification des contraintes d'aciers.

$$\sigma_{st} = f_e$$

σ_{st} : Contrainte de traction d'aciers

f_e : Limite d'élasticité des aciers

I.9.2. Fissuration préjudiciable : les éléments sont exposés aux intempéries (pluie, neige, vent), au bien en contact avec l'eau.

La contrainte d'acier est limitée par :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

I.9.3. Fissuration très préjudiciable : les éléments dans un milieu agressif (sol, acide)

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta=1 & \text{ronds lisses} \\ \eta= 1.6 & \text{armatures hauts adhérences} \end{array} \right.$$

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}}$ Tel que : $f_e = 400$ MPA (f_e : la limite élastique de l'acier).

I.10. Déformation et contrainte de calcul :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous **BAEL91** (Art A4.3. 41)

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \text{ Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ Pour une situation fondamentale} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $>24h$

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $<1h$.

Chapitre II

Pré dimensionnement Des éléments

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux pour le but de choisir et vérifier les dimensions des différents éléments données dans le plan d'architecture.

Pour assurer la stabilité et une bonne tenue de l'ouvrage, il faut que tous les éléments soient bien dimensionnés :

- **Sollicitations verticales** : dues aux charges permanentes surcharges du plancher, poutrelles et poutres.
- **Sollicitations horizontal** : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règles parasismique en vigueur en Algérie (**RPA99-VERSION2003**), (**BAEL**) et du **CBA 93**.

II.2.Les planchers :

C'est une surface horizontale séparent deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment.

Notre projet dispose deux types de planchers :

II.2.1.Plancher corps creux : Plancher à corps creux coulé sur place cette solution, très communément employé dans les bâtiments d'habitation, consiste à utiliser des corps creux et des poutrelles en béton armé.

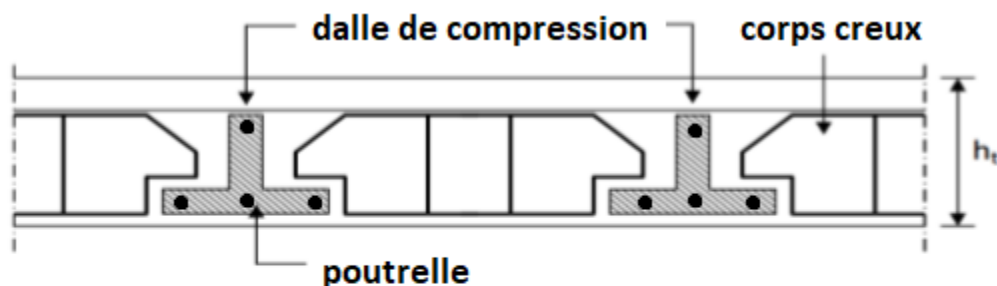


Figure II.1: plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \text{ (c.c)} \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad (\text{critère de la flèche})$$

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm.}$$

- **Application numérique :**

$$\frac{430}{25} \leq h_{t(c.c)} \leq \frac{430}{20}$$

$$17.2 \leq h_{t(c.c)} \leq 21.5$$

Donc : $h_{t(c.c)} = 20 \text{ cm}$. On adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur : 20 cm

{ 16 cm : l'épaisseur du corps creux
4 cm : dalle de compression

- **Condition d'isolation thermique :**

$$h_{t(c.c)} = 20 > 16 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

- **Dimension des poutrelles :**

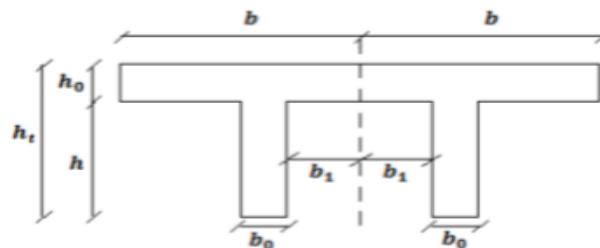


Figure II.2: la poutrelle

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{b-b_0}{2} \\ b_1 = \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{60-12}{2} \\ b_1 = \frac{420}{10} \\ 6 \times 5 \leq b_1 \leq 8 \times 5 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \\ b_1 = 42 \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right.$$

Donc : $b_1 = 24 \text{ cm}$

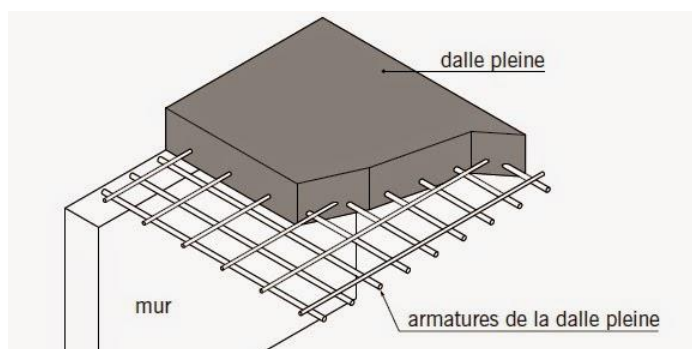
- **Vérification :**

$$b=2b_1+b_0 = 2 \times 24+12$$

$$b=60 \text{ cm.}$$

II.2.2.Plancher à dalle pleine :(balcons)

Un plancher dalle est un plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux.



FigureII.3: Plancher a dalle pleine

Calculer selon la relation suivante :

$$\frac{L_{(D.P)}}{35} \leq h_{(D.P)} \leq \frac{L_{(D.P)}}{30}$$

$L_{(D.P)}$: Largeur de balcon.

- **Application numérique :**

$$L_{(D.P)} = 130 \text{ cm}$$

$$\frac{130}{35} \leq h_{(D.P)} \leq \frac{130}{30}$$

$$3.71 \leq h_{(D.P)} \leq 4.33$$

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

II.3.Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux, Appelées aussi, Pannes, Frames...

Les poutres sont près dimensionnées d'après le règlement BAEL 91 et les prescriptions proposées par R.P.A.

II.3.1.La poutre principale : Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- **Critère de rigidité :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : la plus grande portée (entre nus d'appuis).

- **Application numérique : (le sens X)**

$$L_{\max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm.}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10}$$

$$34 \leq h \leq 51$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{PP (30 \times 40)}$

- **Vérification de RPA99 :**

$$b = 30 \geq 20 \quad \text{C.V}$$

$$h = 40 \geq 30 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.3 \leq 4 \quad \text{C.V}$$

II.2.2.La poutre secondaire :(sens Y)

- **Critère de rigidité :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : la plus grande portée (entre nus d'appuis).

- **Application numérique :**

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm.}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$$28.67 \leq h \leq 43$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$ \Rightarrow **PS (30× 35)**

- **Vérification de RPA 99 :**

$$b = 30 \geq 20 \quad \text{C.V}$$

$$h = 35 \geq 30 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

II.4.Les poteaux :

Élément vertical portant la structure située au-dessus de cet élément. Les efforts appliqués le mettent en compression.

- **Critère de résistance :**

Selon **B.A.E.L** :

$$k B N_u \leq \frac{\theta B_r f_{bu}}{0.9} + 0.85 f_{ed} A \Rightarrow B_r \geq \frac{k \beta N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{A}{B} f_{ed}}$$

Tel que :

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

Avec :

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02).$$

$\theta = 1$, on suppose que la durée d'action de la combinaison est $>$ à 24 heures.

$k=1$ on suppose que moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$: on cherche d'atteindre $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures principales participent à la résistance (pas de flambement).

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

$$\frac{A}{B} = \frac{1}{100} = 1\% \Rightarrow A : \text{section d'acier. } B : \text{section du béton.}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$B_r = \frac{1 \times 1.2}{1 \times \frac{14.2}{0.9} + 0.85 \times 0.01 \times 348} N_u$$

$$B_r \geq 0.064 N_u$$

D'après le BAEL on prend : $A_{Br} = 1\%$

$$N_u = P_u \times S \times n$$

Avec :

N_u : étant la charge verticale à l'E.L.U

P_u : Charge moyenne ($P_u = 1$ Tonne).

S : la surface supporte par le poteau le plus sollicité.

n : nombre d'étage.

$$S = b \times h$$

$$S = (1.5 + 1.925) \times (2.30 + 2.05)$$

$$S = 14.89875 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1 \times 14.90 \times 6$$

$$N_u = 89.4 \text{ Tonnes.}$$

$$N_u = 0.894 \text{ MN.}$$

Donc :

$$B_r \geq 0.0572128 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$a \geq \sqrt{0.0572128} + 0.02$$

$$a \geq 0.2591$$

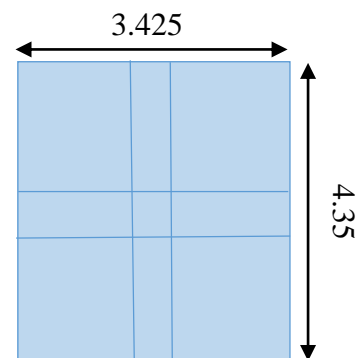


Figure II.4 : poteau centrale

On prend : $h=b=40\text{cm} \Rightarrow$ le poteau est de **(40×40)**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en

Vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus.

- **Récapitulation des Pré – dimensionnement des poteaux :**

Niveau	Poteaux (cm ²)
R.D.C	40× 40
1 ^{ère} étage	40× 40
2 ^{ème} étage	40× 40
3 ^{ème} étage	35× 35
4 ^{ème} étage	35× 35
5 ^{ème} étage	35× 35

Tableau II.1: Les sections des poteaux

II.5. Les escaliers :

Ouvrage de circulation verticale comprenant une suite de degrés (marches ou paliers) destiné à relier deux plans horizontaux placés à différentes hauteurs.

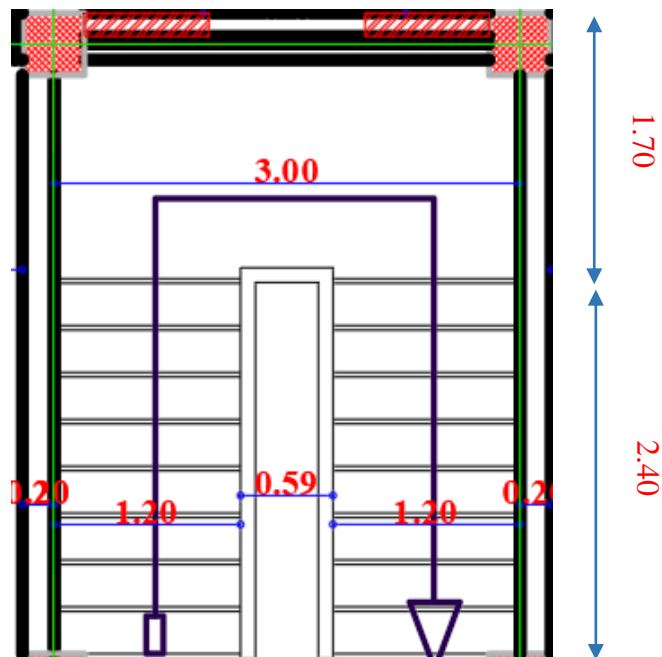


Figure II.5 : schéma en plan des escaliers

D'après la formule de "BLONDEL" :

$$60 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

h : la hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 20 \text{ cm.}$

g : la largeur de la marche : $25 \leq g \leq 32 \text{ cm.}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ $g = 30 \text{ cm}$

Soit : $2h + g = 64 \text{ cm.}$

Donc : $60 \leq 2h + g = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

- Dimensions des voiles :

D'après RPA99/V2003 [7.7.1.], les dimensions minimales des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4a.$$

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

a : épaisseur du voile.

L : La largeur du voile : $L = 260$ cm.

h_e : Hauteur libre entre deux étages.

- Application numérique :

$L = 260$ cm.

$h_e = 306$ cm.

Donc : $a \geq \frac{306-30}{25} \Rightarrow a \geq 11.04$

On prend : $a = 20$ cm.

- Vérification de RPA99 :

$L \geq 4a \Rightarrow L = 260 \geq 4 \times 20 \Rightarrow 260 \geq 80 \Rightarrow$ **C.V**

Chapitre III

Descente des Charges

III.1.Introduction :

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles les cheminements des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).

III.2.Système porteur d'une structure :

La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur, il correspond au squelette du bâtiment .Le reste constitue l'enveloppe du bâtiment.

Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (Planchers ou dalles, poutres).
- Les porteurs verticaux (Poteaux, murs ou voile).
- Les charpentes.



FigureIII.1: Transfert de charges de la superstructure vers le sol

La descente de charges consiste donc à s'assurer du bon cheminement des charges dans notre structure porteuse du haut vers le bas. On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments de la structure, cela nous permet de les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure.

III.3.Descente des charges :III.3.1.Terrasse inaccessible :

Pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation $Q = 1\text{KN/m}^2$.

Matériaux		G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.12
3	Frome de pente	2.20
4	Isolation thermique en polystyrène	0.12
5	Plancher en corps creux (16+4)	2.80
6	Enduit ciment	0.36
Charge permanente		6.40

Tableau III.1: Evaluation des charges " Terrasse inaccessible "

III.3.2.Étage courant :

Pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation $Q = 1.5\text{KN/m}^2$.

Matériaux		G (KN/m ²)
1	Carrelages (y/C mortier de pose et lit de sable).	1
2	Cloison légère	1
3	Corps creux (16+4)	2.80
4	Enduit ciment	0.36
Charge permanente		5.16

Tableau III.2: Evaluation des charges " Étage courant "

III.3.3.Palier d'escalier :

Pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation $Q = 2.5\text{KN/m}^2$.

Matériaux		G (KN/m ²)
1	Carrelages (y/C mortier de pose et lit de sable)	1
2	Enduit ciment	0.36
3	Dalle pleine	3.75
4	Enduit plâtre	0.10
Charge permanente		5.21

Tableau III.3: Evaluation des charges " Palier escalier "

III.3.4.Paillasse de l'escalier :

Pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Matériaux		G (KN/m ²)
1	Carrelage (y/c mortier de pose et lit sable)	1
2	Marche	2.125
3	Dalle pleine	3.75
4	Enduit plâtre	0.10
5	Garde-corps	0.875
Charge permanente		7.85

Tableau III. 4 : Evaluation des charges " Paillasse de l'escalier "

III.3.5.Dalle pleine :

Pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Matériaux		G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.12
3	Forme de pente	2.20
4	Isolation thermique en polystyrènes	0.12
5	Dalle pleine	3.75
6	Enduit en ciment	0.36
Charge permanente		7.35

Tableau III.5 : Evaluation des charges " Dalle pleine "

III.3.6.Balcon :

Pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Matériaux		G (KN/m ²)
1	Carrelages (y/C mortier de pose et lit sable).	1
2	Enduit ciment	0.32
3	Dalle pleine	3.75
Charge permanente		5.07

Tableau III.6: Evaluation des charges " Balcon "

III.3.7.Murs :**III.3.7.1.Murs extérieure :** (double paroi)

Matériaux		G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur	0.24
2	Brique creuse	0.9
3	Brique creuse	1.35
4	Enduit intérieure	0.24
Charge permanente		2.73

Tableau III.7 : Evaluation des charges " Murs extérieure"**III.3.7.2.Mur intérieur :** (Simple paroi)

Matériaux		G (KN/m ²)
1	Enduit	0.24
2	Brique creuse	0.9
3	Enduit	0.24
Charge permanente		1.38

Tableau III.8 : Evaluation des charges " Mur intérieur "**III.3.8.L'acrotère :**Charge d'exploitation : 1 KN/m²

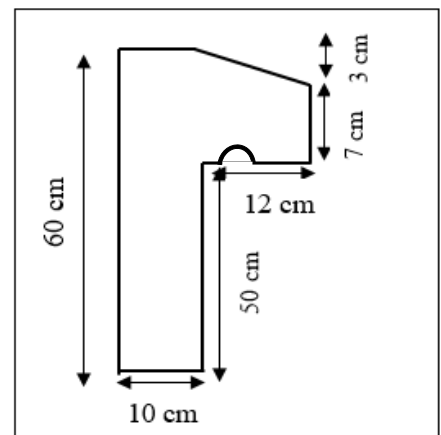
Charge permanentes :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.5) + (0.07 \times 0.22) + \frac{0.03 \times 0.12}{2} + 0.03 \times 0.1$$

$$S = 0.0687 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0687 \times 25 \quad \Rightarrow \quad G = 1.75 \text{ KN/m}^2$$

**Figure III.2 :** L'acrotère

Chapitre IV

Étude des Planchers

IV.1.Introduction :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmettre les charges verticales aux éléments porteurs et repartir les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide). [1]

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu. [1]

IV.2.Caractéristique géométrique des poutrelles :

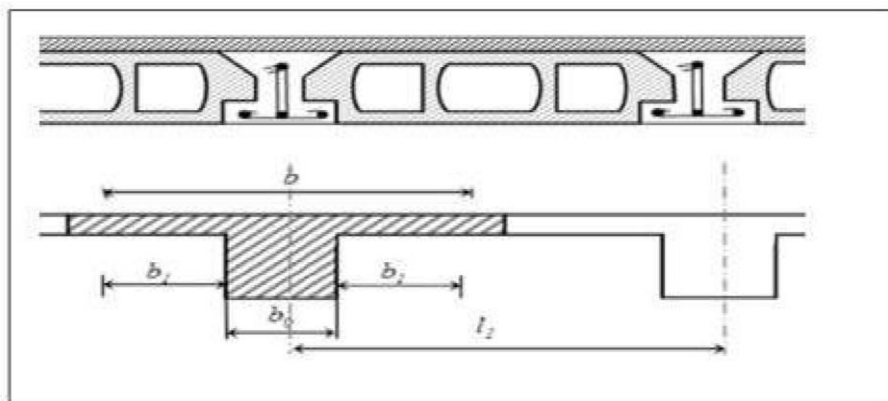


Figure IV.1: plancher à corps creux

Nous adoptons un plancher à corps creux de type (16 + 4).

Les poutrelles travaillent comme une section en "T".

- La hauteur du plancher : $h_t = 20$ cm.
- L'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4$ cm.
- La hauteur du corps creux : $h = 16$ cm .

a) La détermination de b_0 :

On a : $0.4 h_t \leq b_0 \leq 0.8 h_t$

$$0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$$

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$$

Donc : on prend $b_0 = 12$ cm.

b) Détermination de la largeur b de la table de compression :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 = \frac{b-b_0}{2} \\ b_1 = \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 = \frac{60-12}{2} \\ b_1 = \frac{430}{10} \\ 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 = 24 \\ b_1 = 43 \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

Donc : $b_1 = 24$ cm.

On prend :

$$b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$b_1 = 24 \text{ cm.}$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

Données :

- Largeur de la poutrelle : $\mathbf{b}=60$ cm.
- Largeur de l'âme : $\mathbf{b_0}=12$ cm.
- Hauteur de la section : $\mathbf{h_t}=20$ cm.
- Hauteur de la section $\mathbf{h_t}=4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus : $\mathbf{d}=0.9h=0.9 \times 20 =0.18$ cm.

On a :

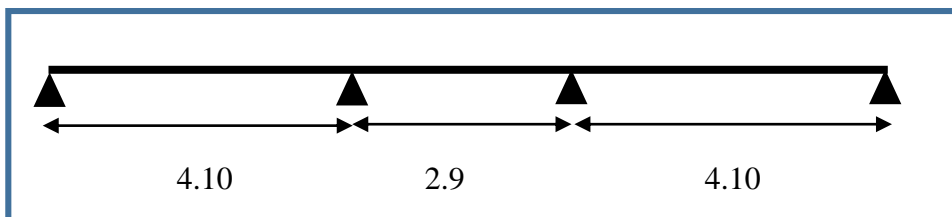
- Contrainte de l'acier utilisé : $\mathbf{f_e}=400$ MPa.
- Contrainte du béton à 28 jours : $\mathbf{f_{c28}}=25$ MPa.
- Contrainte limite de traction du béton : $\mathbf{f_{t28}}=0.6+0.06 \times f_{c28}=2.1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.
- Contrainte de compression du béton à l'E.L.U : $\mathbf{f_{bc}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} =14.2$ MPa

IV.3.les types de poutrelles :

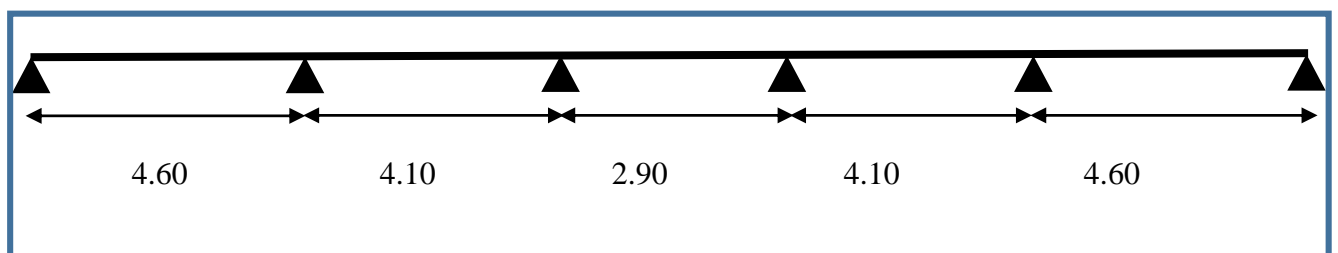
Nous avons 2 types pour la terrasse inaccessible et 3 types pour étage courant :

a) Terrasse inaccessible :

Type 1 :

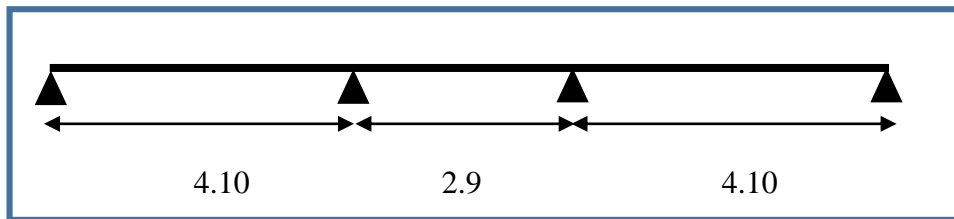


Type 2 :

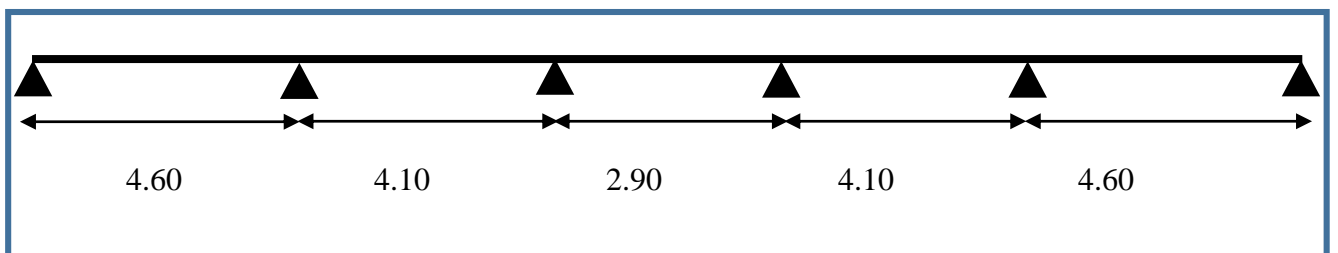


b) étage courant :

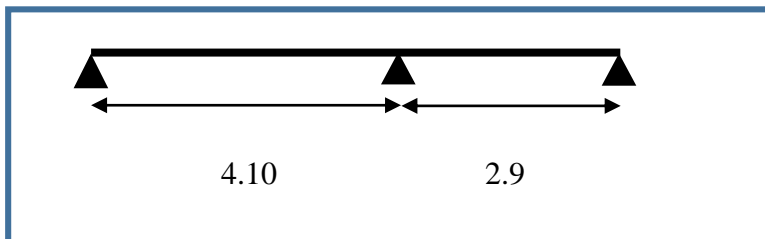
Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :

**IV.3.1.Evaluation des charges de la poutrelle :**

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaison	
			E.L.U	E.L.S
Terrasse inaccessible	6.40	1	10.14	7.4
Etage courant	5.16	1.5	9.216	6.66

Tableau IV.1: evaluation des charges de la poutrelle

IV.3.1.1. La charge appliquée sur la nervure :**a) terrasse inaccessible :**

$$\text{E.L.U} : P_u = (1.35 G + 1.50 Q) \times 0.6 = (1.35 \times 6.40 + 1.5 \times 1) \times 0.6 = 6.084 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : P_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0.6 = (6.40 + 1) \times 0.6 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

b) Etage courant :

$$\text{E.L.U} : P_u = ((1.35 G + 1.50 Q) \times 0.6 = (1.35 \times 5.16 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 5.53 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : P_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0.6 = (5.16 + 1.5) \times 0.6 = 4 \text{ KN/ml.}$$

IV.4. Les méthodes de calcul :

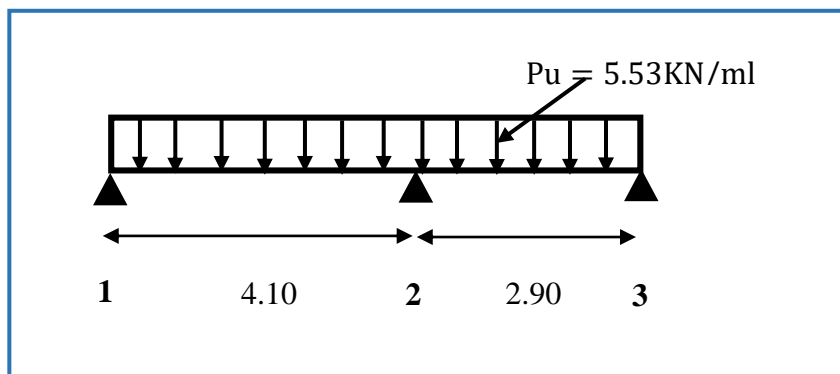
Il y a trois méthodes de calcul pour la détermination des sollicitations des poutres continues :

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

Pour notre cas on a choisi la méthode de Caquot : cette méthode s'applique aux poutres qui supportent des charges d'exploitation modérées.

IV.4.1. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.U :**a) Calcul le moment :**

On va prendre comme un exemple de calcul le type 5 pour le plancher d'étage courant :



FigureIV.2: Schéma de poutrelle type 5 d'étage courant

- **Le moment en appuis :**

$$M_1 = M_3 = 0.15 M_2 \text{ (appuis de rive)}$$

$$M_2 = - \frac{P_u \times (l'_w)^3 + P_u \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$$

$$\begin{cases} l'_w = l_w \\ l'_e = 0.8l_e \end{cases}$$

Puisque on a deux travées donc il y'a pas de coefficient selon l'_w et l'_e

$$M_2 = - \frac{5.53 \times (4.10)^3 + 5.53 \times (2.90)^3}{8.5 \times (4.10 + 2.90)}$$

$$M_2 = -8.67 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_1 = 0.15 \times M_2 = -1.3 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.15 \times M_2 = -1.3 \text{ KN.m}$$

- **Le moment en travé :**

Travé 1 :

Calcule la distance x : la position du moment maximum en travée est obtenu en recherchant l'abscisse ou la dérivée de $M(x)$ s'annule, soit dans le cas d'un chargement symétrique sur la travée :[2]

$$x = \frac{l}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{P_u \times l}$$

$$x = \frac{4.10}{2} - \frac{(-1.3 + 8.67)}{5.53 \times 4.10}$$

$$x = 1.72 \text{ m.}$$

L'évolution du moment en travé $M_t(x)$, pour un cas de charge, donné par :

$$M_t(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$$M_{t1}(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l-x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$$M_{t1}(x) = \frac{5.53 \times 1.72}{2} \times (4.10 - 1.72) - 1.3 \left(1 - \frac{1.72}{4.10}\right) - 8.67 \times \frac{1.72}{4.10}$$

$$M_{t1}(x) = 6.93 \text{ KN.m}$$

Travé 2 :

Calcul la distance x :

$$x = \frac{l}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{P_u \times l}$$

$$x = \frac{2.90}{2} - \frac{(-8.67 + 1.3)}{5.53 \times 2.9}$$

$$x = 1.91 \text{ m}$$

L'évolution du moment en travé $M_t(x)$, pour un cas de charge, donné par :

$$M_{t2}(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l-x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$$M_{t2}(x) = \frac{5.53 \times 1.91}{2} \times (2.90 - 1.91) - 8.67 \left(1 - \frac{1.91}{2.90}\right) - 1.3 \times \frac{1.91}{2.90}$$

$$M_{t2}(x) = 1.41 \text{ KN.m}$$

b) L'effort tranchant :

L'effort tranchant, pour un cas de charge donné est calculé classiquement comme l'opposé de la dérivée fléchissant soit : [2]

$$\text{Donc : } T(x) = \frac{P_u \times l}{2} - P_u \times x + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

Travé 1 : $0 \leq x \leq 4.10$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = \frac{5.53 \times 4.10}{2} - 5.53 \times 0 + \frac{(-8.67 + 1.3)}{4.10} \\ T(0) = 9.54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(4.10) = \frac{5.53 \times 4.10}{2} - 5.53 \times 4.10 + \frac{(-8.67 + 1.3)}{4.10} \\ T(4.10) = -13.13 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Travé 2 : $0 \leq x \leq 2.90$

$$T(x) = \frac{P_u \times l}{2} - P_u \times x + \frac{(M_e - M_w)}{l}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = \frac{5.53 \times 2.90}{2} - 5.53 \times 0 + \frac{(-1.3 + 8.67)}{2.90} \\ T(0) = 10.56 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(2.90) = \frac{5.53 \times 2.90}{2} - 5.53 \times 2.90 + \frac{(-1.3 + 8.67)}{2.90} \\ T(2.90) = -5.48 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

a. Diagramme du moment fléchissant (KN.m) :

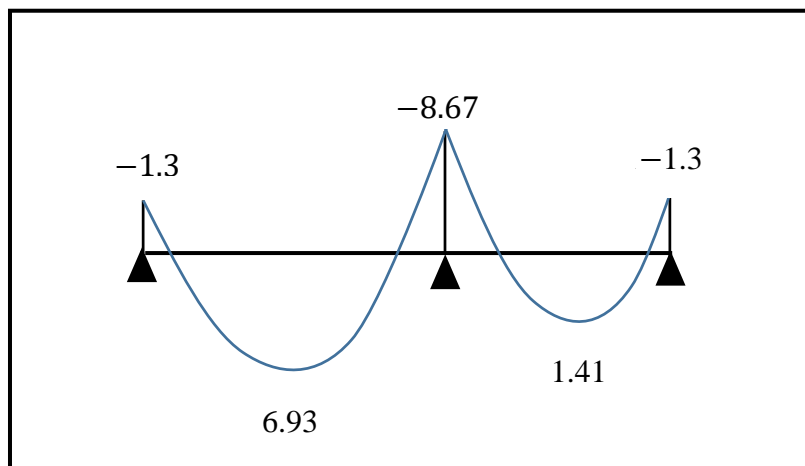


Figure IV.3: diagramme du moment fléchissant de la poutrelle type 5 d'étage courant

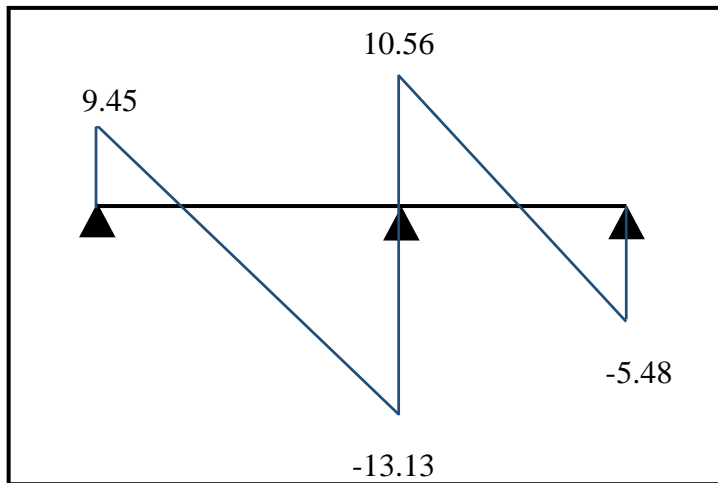
b. Diagramme d'effort tranchant(KN) :

Figure IV.4: diagramme d'effort tranchant de la poutrelle type 5 d'étage courant

- **Détermination des sollicitations pour les restes des poutrelles :**

On suit le même principe de calcul en utilisant la méthode coquât pour les autres types de poutrelles sachant que toutes les conditions d'applications de cette dernière sont vérifiées. Les résultats obtenus à l'ELU et à l'ELS sont classés sur les tableaux ci-dessous :

• **Terrasse inaccessible :**

Type 1 :

N° travé			1		2		3	
L			4.10		2.90		4.10	
P	E.L.U		6.084		6.084		6.084	
	E.L.S		4.44		4.44		4.44	
N° appuis		0		1		2		3
M_{app}	E.L.U	-1.36		-9.07		-9.07		-1.36
	E.L.S	-0.996		-6.62		-6.62		-0.996
M_{i(x)}	E.L.U		7.86		3.10		7.86	
	E.L.S		4.79		2.05		4.79	
T(x)_{ult}		10.26		8.82		10.26		
				-14.6		-8.82		-14.6
T(x)_{ser}		7.49		6.44		7.49		
				-10.72		-6.44		-10.72

Tableau IV. 2: calcul de la sollicitation de la poutrelle type 1 de terrasse inaccessible

Type 2 :

N° travé			1		2		3		4		5	
L			4.60		4.10		2.9		4.10		4.60	
P	E.L.U		6.084		6.084		6.084		6.084		6.084	
	E.L.S		4.44		4.44		4.44		4.44		4.44	
N° appuis		0		1		2		3		4	5	
M _{app}	E.L.U	-1.8		-12.046		-6.106		-6.106		-	12.046	-1.8
	E.L.S	-1.32		-8.79		-4.46		-4.46		-8.79		-1.32
M _{t(x)}	E.L.U		10.63		2.84		0.29		3.88		10.63	
	E.L.S		7.76		2.83		0.21		2.83		7.76	
T(x) _{ult}		11.37		13.92		8.82		11.023		16.61		
				-16.61		-11.02		-8.82		-13.92		-11.37
T(x) _{ser}		8.30		10.16		6.438		8.046		12.12		
				-12.12		-8.045		-6.438		-10.16		-8.30

Tableau IV.3: calcul de la sollicitation de la poutrelle type 2 de terrasse inaccessible

- **étage courant :**

Type 3 :

N° travé			1		2		3	
L			4.10		2.90		4.10	
P	E.L.U		5.53		5.53		5.53	
	E.L.S		4		4		4	
N° appuis		0		1		2		3
M _{app}	E.L.U	-1.24		-8.25		-8.25		-1.24
	E.L.S	-0.89		-5.96		-5.96		-0.89
M _{i(x)}	E.L.U		7.86		2.80		7.86	
	E.L.S		5.47		1.75		5.47	
T(x) _{ult}		9.32		8.02		9.32		
				-13.34		-8.02		-13.34
T(x) _{ser}		6.72		5.8		6.72		
				-9.208		-5.8		-9.208

Tableau IV. 4: calcul de sollicitation de la poutrelle type 3 d'étage courant

Type 4 :

N° travé			1		2		3		4		5	
L			4.60		4.10		2.9		4.10		4.60	
P	E.L.U		5.53		5.53		5.53		5.53		5.53	
	E.L.S		4		4		4		4		4	
N° appuis		0		1		2		3		4		5
M _{ap}	E.L.U	-1.64		-10.95		-5.55		-5.55		-10.95		-1.67
	E.L.S	-1.185		-7.92		-4.01		-4.01		-7.92		-1.188
M _{t(x)}	E.L.U		9.65		3.53		0.26		3.53		9.65	
	E.L.S		6.99		2.55		0.19		2.55		6.99	
T(x) _{ult}		10.34		12.65		8.018		10.019		15.09		
				-15.09		-10.02		-8.018		-12.65		-10.33
T(x) _{ser}		7.48		9.15		5.8		7.25		10.92		
				-10.92		-7.25		-5.8		-9.15		-7.48

Tableau IV. 5: calcul de la sollicitation de la poutrelle type 4 d'étage courant

Type 5 :

N° travé			1		2	
L			4.10		2.90	
P	E.L.U		5.53		5.53	
	E.L.S		4		4	
N° appuis		0		1		2
M _{app}	E.L.U	-1.3		-8.67		-1.3
	E.L.S	-0.94		-6.27		-0.94
M _{t(x)}	E.L.U		7.69		2.286	
	E.L.S		9.73		1.65	
T(x) _{ult}		9.32		11		
				-13.34		-5.03
T(x) _{ser}		6.67		7.96		
				-9.73		-3.637

Tableau IV. 6: calcule la sollicitation de la poutrelle type 5 d'étage courant

IV.5.Calcul le ferrailage :

IV.5.1. Les armatures longitudinales :

a) **En travé :** $M_t = 7.86 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$d = h_t - c$$

$$d = 0.20 - 0.02 = 0,18 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 > 7860 [\text{N.m}]$$

Seulement la partie de la table sera comprimée, et le calcul se fait comme une section rectangulaire de largeur $b=60\text{cm}$, et d'hauteur utile $d=18\text{cm}$.

La section sera armée uniquement par des armatures tendues.

Donc on choisit : $3\text{T}10=2.35\text{cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.86 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_{lu} = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

La section sera armée uniquement par des armatures tendues

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - 2 \times 0.028) = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.035 = 0.986$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.86 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 60 \times 18$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.27 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$

Choix des barres : $3\text{T}10 (A = 2.36 \text{ cm}^2)$

a. En appui : $M_a = -1.36 \text{ kN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.36 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu_{bu} = 0.024 < \mu_{lu} = 0.391$$

La section sera armée uniquement par des armatures tendues.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu b u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.03 = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.36 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile b_0 (12×20)cm².

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_a = 0.23 < A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$

Le choix : 1T6 fil+1T6 chap. ($A = 0.57 \text{ cm}^2$)

IV.5.2.Vérification et calcul élémentaire :

a) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\text{umax}} = 16.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b_0 \cdot d} = \frac{16.61 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.768$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

Donc : $\tau_{\text{lim}} = 3.33 \text{ MPa}$

On a : $\tau_u = 0.768 < \tau_{\text{lim}} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Le béton résiste au cisaillement.

b) Vérification des contraintes à l'ELS :**En travée :**

Il faut que : $\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{7.86}{1.36} \Rightarrow \gamma = 5.7$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{5.7-1}{2} + \frac{25}{100} = 2.6$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.035 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 2.6 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

En appui :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{er}} = \frac{1.36}{0.996} = 1.35$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.03 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.425 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

IV.5.3.Les armatures transversales :**a) Diamètre des armatures transversales :**

$$D'après \text{B.A.E.L 91} : \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_i \right\} \Rightarrow \phi_i \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{200}{35} = 6 \text{ mm} \\ \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On adoptera : $\phi_i = 6 \text{ mm}$

b) L'espace maximal :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 15\phi = 15 \times 1 = 15 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\left(\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \right) = \left(\frac{0.57}{12 \times 15} \right) \times 235 = 0.74 > 0.4 \Rightarrow \text{C.V}$$

IV.5.4. Les armatures tendues :

La contrainte limite d'adhérence : l'adhérence est un phénomène de liaison tangentielle à l'interface acier béton due au frottement et à l'arc-boutement des bielles de béton, les règles à respecter sont relatives à l'état limite ultime.

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ bar (pour acier HA)}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_s = 2.83 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement L_s :

$$L_s = \frac{\phi_i \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33$$

On a : $L_s = 35.33 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm}$ (b : la largeur de la poutre)

Donc : on adoptera un encrage courbe.

IV.5.4.1. Encrage courbe pour des barres tendues :

La condition pour assurer l'ancrage est la suivante :

$$L_1 + 2.56L_3 \geq L_s - 3.92.r \quad \text{avec : } r : \text{ rayon de courbure minimal.}$$

Pour les barres HA, Fe400 :

$$\text{La longueur de la partie hors du crochet : } L = 0.4 \cdot L_s = 0.4 \times 35.33 = 14.13 \text{ cm}$$

$$\text{HA} \Rightarrow r = 5.5 \times \phi = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

$$L_1 = L - 3.5\phi = 14.13 - (3.5 \times 1) = 10.63 \text{ cm}$$

$$L_3 = 6 \times \phi = 6 \times 1 = 6 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 + 2.56L_3 = 10.63 + (2.56 \times 6) = 26 \text{ cm} \\ L_s - 3.92.r = 35.33 - (3.92 \times 5.5) = 13.77 \Rightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc, l'ancrage d'un $\Phi 6$ peut être réalisé par un crochet de 45°

IV.5.4.2. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**a) Vérification des armatures longitudinales :**

$$A \geq 1.15 \frac{T_{\max}}{f_e} \quad \text{Avec : } T_{\max} = 16.61 \text{ KN}$$

$$A \geq 1.15 \times \frac{16.61}{400} = 0.047$$

$$\text{On a donc : } A_{st} = 0.57 \text{ cm}^2 \geq 0.049 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de la compression du béton :

$$\tau_{bc} = \frac{2 T_{\max}}{b_0 \cdot a} \leq 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } a = b_p - c_t - 2 \text{ cm}$$

Avec : $b_p = 30$ cm (largeur de la poutre)

$$C_t = \max \begin{cases} \phi = 6 \text{ mm} \\ c = 2.5 \\ 1 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow C_t = 2.5 \text{ cm}$$

Donc : $a = 30 - 2.5 - 2 = 25.5$ cm

$$\Rightarrow \tau_{bc} = \frac{2 \times 16.61 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.255} = 1.08 \text{ MPa} < 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Donc : $\tau_{bc} = 1.08 < 14.2$ MPa \Rightarrow C.V

c) Ferrailage de la dalle de compression :

- **Section des armatures \perp à la nervure :**

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} \text{ (cm}^2/\text{ml)} \quad \text{Avec : } L = 60 \text{ cm ; } f_e = 235 \text{ MPa.}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 60}{235}$$

$$A_{\perp} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec : $S_t = 20$ cm

- **Section des armatures // à la nervure :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$$

Soit : $3\emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 33$ cm

On admet un treillis soudé $\phi 6$ de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

- **Détermination des armatures pour les restes des poutrelles :****E.L.U :**

Tableau récapitulatif du ferrailage en travée :

Plancher	Type	M _t (KN.m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Le choix
Terrasse	1	7.86	1.27	1.33	3T10
	2	10.63	1.73	1.33	3T10
Etage courant	3	7.86	1.27	1.33	3T10
	4	9.65	1.60	1.33	3T10
	5	7.69	1.25	1.33	3T10

Tableau IV.7: récapitulatif du ferrailage en travée à E.L.U

Tableau récapitulatif du ferrailage en appui :

Plancher	Type	M _a (KN.m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Le choix
Terrasse	1	-1.36	0.23	0.261	1T6fil + 1T6 chap
	2	-1.8	0.29	0.261	1T6 fil + 1T6 chap
Etage courant	3	-1.24	0.20	0.261	1T6fil + 1T6 chap
	4	-1.64	0.267	0.261	1T6fil + 1T6 chap
	5	-1.3	0.21	0.261	1T6 fil + 1T6 chap

Tableau IV.8: récapitulatif du ferrailage en appui a E.L.U

E.L.S :

Tableau récapitulatif du ferrailage en travée :

Plancher	Type	M_t (Kn.m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Le choix
Terrasse	1	4.79	0.77	1.33	3T10
	2	7.76	1.25	1.33	3T10
Etage courant	3	5.47	0.88	1.33	3T10
	4	6.99	1.13	1.33	3T10
	5	9.33	1.58	1.33	3T10

Tableau IV.9: récapitulatif du ferrailage en travée à E.L.S

Tableau récapitulatif du ferrailage en appui :

Plancher	Type	M_a (KN.m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Le choix
Terrasse	1	-0.996	0.16	0.261	1T6fil + 1T6 chap
	2	-1.32	0.21	0.261	1T6 fil + 1T6chap
Etage courant	3	-0.89	0.14	0.261	1T6fil + 1T6 chap
	4	-1.185	0.19	0.261	1T6 fil + 1T6 chap
	5	-0.94	0.15	0.261	1T10 fil + 1T10 chap

Tableau IV.10: récapitulatif du ferrailage en appui à E.L.S

Chapitre V

Étude des Escaliers

V.1.Introduction :

L'escalier est un élément constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

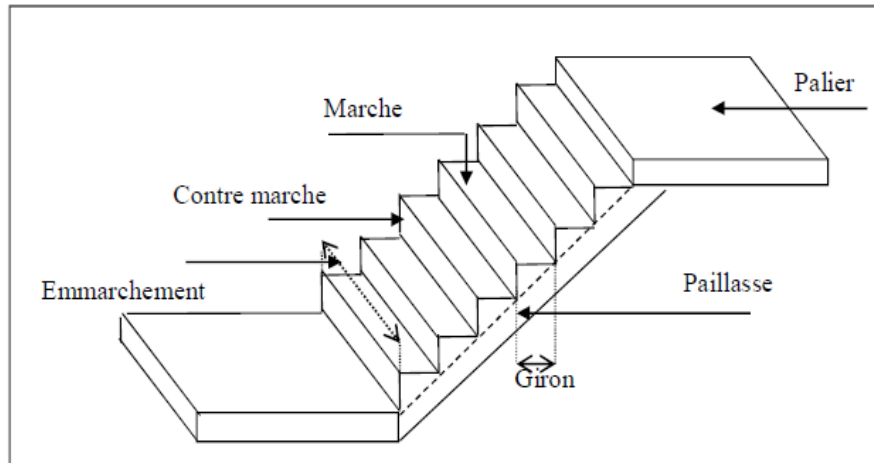


Figure V.1: terminologie d'escalier

V.2.Les types des escaliers :

Dans notre cas les escaliers sont à marches droites et ceci surtout leurs facilités d'exécution, et on a un seul type.

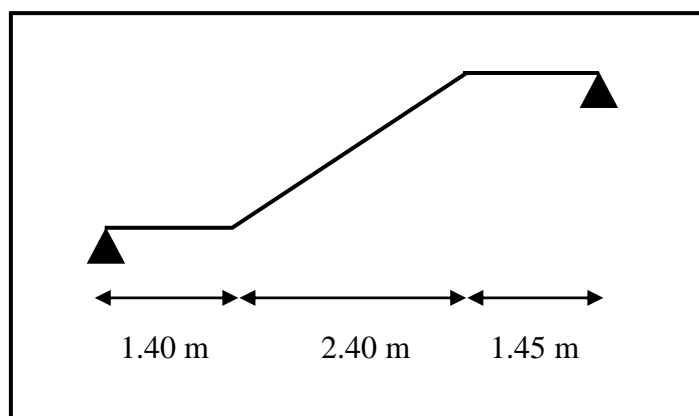


Figure V.2: les dimensions d'escalier

V.2.1. Pré dimensionnement :

D'après la formule de "BLONDEL " :

$$60 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g : la largeur de la marche : $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ $g = 30 \text{ cm}$

Soit : $2h + g = 64 \text{ cm}$.

Donc : $60 \leq 2h + g = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

- **Nombre des contremarches :**

$$n = \frac{h_e}{2 \times h} = \frac{306}{2 \times 17} = 9$$

Donc : 9 contremarche de 17 cm, et 8 marches de 30 cm.

On a : $0.60 \leq (2 \times 0.17) + 0.30 = 0.64 \leq 0.66 \text{ m}$

- **Inclinaison de la paille :**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

- **Longueur de la paille :**

$$L = \frac{2.40}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos(29.68)} \Rightarrow L = 3 \text{ m.}$$

- **Épaisseur de la paille :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{300}{30} \leq e \leq \frac{300}{20} \Rightarrow 10 \leq e \leq 15$$

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

L'embranchement : 1.45 m.

V.2.2. Combinaison d'action :

$$\text{Palier : } \begin{cases} G = 5.21 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{E.L.U : } q_{pu} = (1.35G + 1.50Q) \times 1 = (1.35 \times 5.21 + 1.50 \times 2.5) \times 1 = 10.78 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{pser} = (G + Q) \times 1 = (5.21 + 2.5) \times 1 = 7.71 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Paillasse : } \begin{cases} G = 7.85 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{E.L.U : } q_{pailu} = (1.35G + 1.50Q) \times 1 = (1.35 \times 7.85 + 1.50 \times 2.5) \times 1 = 14.35 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{pailser} = (G + Q) \times 1 = (7.85 + 2.5) \times 1 = 10.35 \text{ KN/ml.}$$

V.2.3. Calcul des sollicitations :

a) Détermination des réactions à l'E.L.U :

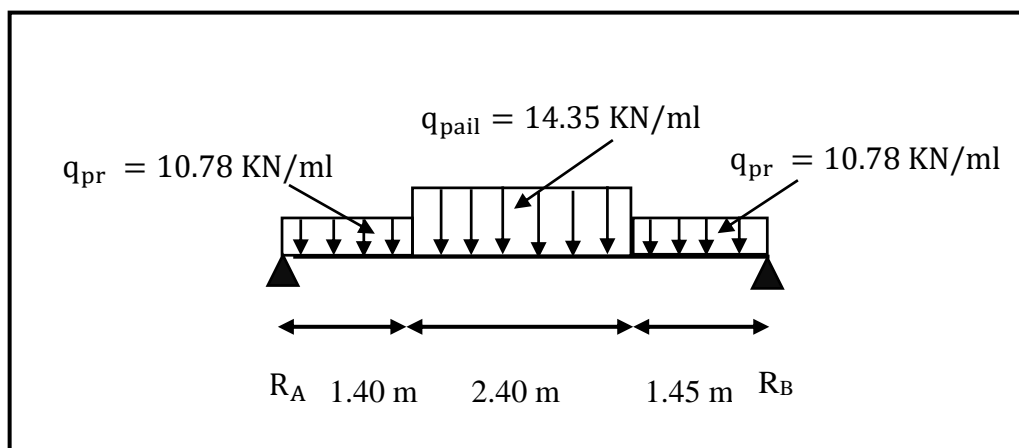


Figure V.3: Schéma statique d'escalier

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_p \times 1.40 + q_{pail} \times 2.40 + q_p \times 1.45 = 0$$

$$R_A + R_B = 10.78 \times 1.40 + 14.35 \times 2.40 + 10.78 \times 1.45$$

$$R_A + R_B = 65.163 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$-q_p \times 1.40 \times \frac{1.40}{2} - q_{pail} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.40 \right) - q_p \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2} + 2.40 + 1.40 \right)$$

$$+R_b \times 5.25 = 0$$

$$\text{Donc : } R_B = 32.54 \text{ KN et } R_A = 32.623 \text{ KN}$$

b) Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A \cdot x + q_p \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 32.623 - 10.78 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.40) = 35.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - q_p \times x$$

$$T(x) = 32.623 - 10.78x$$

$$\begin{cases} T(0) = 32.623 \text{ KN} \\ T(1.40) = 17.53 \text{ KN} \end{cases}$$

1.40 ≤ x ≤ 3.8 m

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \times 1.40 \times \left(x - \frac{1.40}{2}\right) - q_{\text{pail}} \times \frac{(x-1.40)^2}{2}$$

$$M(x) = 32.623x - 15.092 \times \left(x - \frac{1.40}{2}\right) - 14.35 \times \frac{(x-1.40)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(1.40) = 35.11 \text{ KN.m} \\ M(3.8) = 35.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - q_p \times 1.40 - q_{\text{pail}} \times (x - 1.40)$$

$$T(x) = 32.623 - 15.092 - 14.35(x - 1.40)$$

$$\begin{cases} T(1.40) = 17.53 \text{ KN} \\ T(3.8) = -16.91 \text{ KN} \end{cases}$$

3.8 ≤ x ≤ 5.25 m

$$M(x) = R_A x - q_p \times 1.40 \left(x - \frac{1.40}{2}\right) - q_{\text{pail}} \times 2.40 \times (x - 2.6) - q_p \times \frac{(x-3.8)^2}{2}$$

$$M(x) = 32.623x - 10.78 \times 1.4 \times \left(x - \frac{1.40}{2}\right) - 14.35 \times 2.40 \times (x - 2.6) - 10.78 \times \frac{(x-3.8)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(3.8) = 35.85 \text{ KN.m} \\ M(5.25) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - q_p \times 1.40 - q_{\text{pail}} \times 2.40 - q_p \times (x - 3.8)$$

$$T(x) = 32.623 - 10.78 \times 1.40 - 14.35 \times 2.40 - 10.78 \times (x - 3.8)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(3.8) = -16.91 \text{ KN} \\ T(5.25) = -32.54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le point du moment maximal coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$1.4 \leq x \leq 3.8$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \times \left(x - \frac{1.40}{2}\right) - q_{\text{pail}} \times \frac{(x-1.40)^2}{2}$$

$$M'(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_p \times 1.40 - q_{\text{pail}} \times (x - 1.40)$$

$$32.623 - 10.78 \times 1.40 - 14.35 \times (x - 1.40) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.62 \text{ m.}$$

$$M_{\text{max}}(2.62) = 32.623 \times 2.62 - 10.78 \times \left(2.62 - \frac{1.40}{2}\right) - 14.35 \times \frac{(2.62 - 1.40)^2}{2}$$

$$M_{\text{max}}(2.62) = 54.094 \text{ KN.m}$$

On doit considérer un encastrement partiel au niveau des appuis.

- **Moment en travée :** $M_t(x) = 0.8 M(x)_{\text{max}} = 0.8 \times 54.094 = 43.28 \text{ KN.m.}$
- **Moment en appui :** $M_A(x) = 0.2 M(x)_{\text{max}} = 0.2 \times 54.094 = 10.82 \text{ KN.m.}$

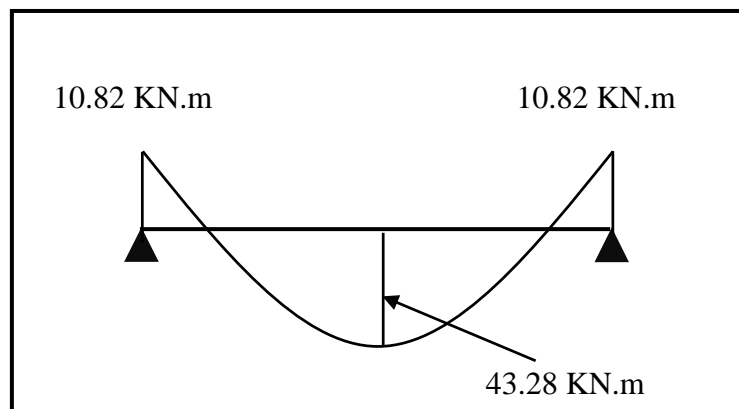


Figure V.4: diagramme des moments fléchissant

V.3.Calcul les sections d'acier :

a) **En travé :** $M_t = 43.28 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. d'une section rectangulaire $(15 \times 100) \text{ cm}^2$.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.35}{10.35} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \cdot \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} \text{ Pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.38 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.2922$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43.28 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.167$$

$$\mu_{bu} = 0.167 < \mu_{lu} = 0.2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.167 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.167)$$

$$Z_b = 12.15 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{43.28 \times 10^3}{12.15 \times 348} = 10.23 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13.5$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 10.23 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

Le choix : 8T14 ($A = 12.32 \text{ cm}^2$)

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.32}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T10 ($A = 3.92 \text{ cm}^2$)

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

b) En appui : $M_a = 10.82 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. d'une section rectangulaire (15×100) cm^2 .

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.78}{7.71} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \cdot \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.39 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.295$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{10.82 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.041$$

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

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.041 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5 \times (1 - 0.6 \times 0.041)$$

$$Z_b = 13.17 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{10.82 \times 10^3}{13.17 \times 348} = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13.5$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Le choix : 5T10 ($A = 3.93 \text{ cm}^2$)

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T10 ($A = 3.14 \text{ cm}^2$)

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

V.3.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = R_a = 32.623 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{32.623 \times 10^3}{1 \times 0.135} = 0.24$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.06 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.06 \times 25}{1.5} = 1 \text{ MPa} \\ 1.5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$$

On a donc : $\tau_u = 0.24 < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$ **C.V**

V.3.2. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

a) **En travé :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bc}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.167}) = 0.229$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.229 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

b) **En appui :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = 0.052$$

$$\gamma = 1.39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.391}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.052 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

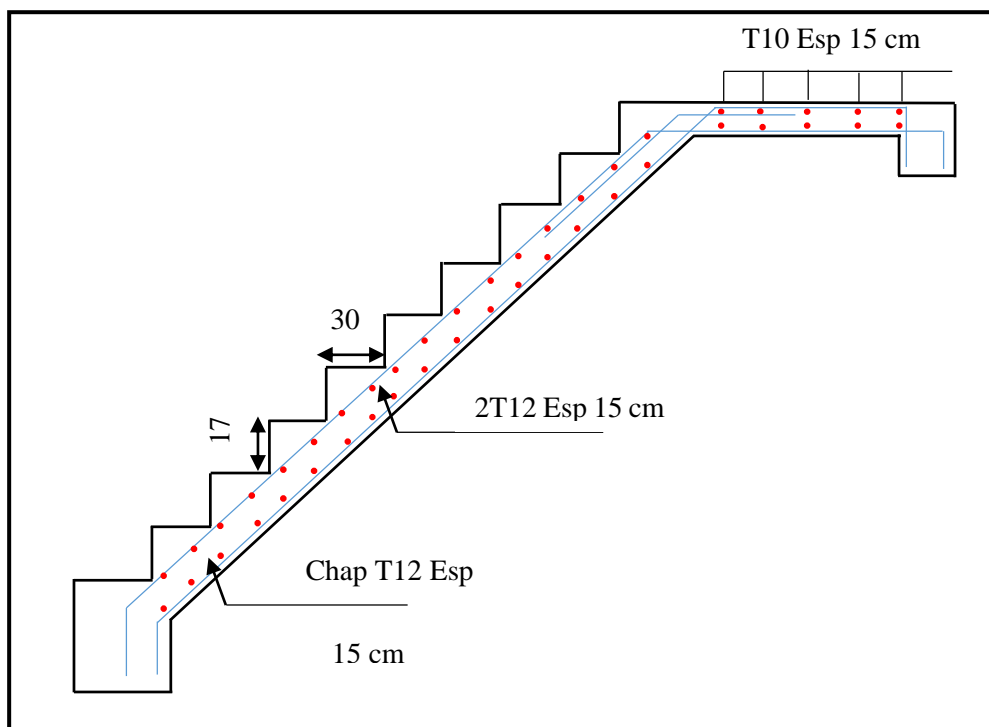


Figure V.5: Schéma ferrailage d'escalier

Chapitre VI

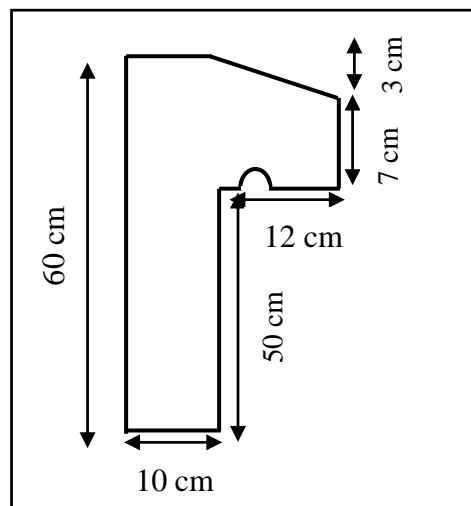
Étude des Éléments non Structuraux

VI.1.Étude de l'acrotère :

VI.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il considéré également comme un élément décoratif.

L'acrotère est un relatif constitué par un murent situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.



FigureVI.1: Schéma réel de l'acrotère

VI.1.2.Evaluation des charges et surcharge :

a) Charge permanent :

$$\text{Le poids propre : } G_1 = S \times \gamma_b = \left((0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.12) + \left(\frac{0.03 \times 0.12}{2} \right) \right) \times 25$$

$$G_1 = 1.755 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment : $G_2 = \gamma_c \times e \times U$

U: périmètre de la section de l'acrotère ($U = 1.42 \text{ cm}$).

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 1.42 = 0.568 \text{ KN/ml.}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.755 + 0.568 = 2.323 \text{ KN/ml.}$$

b) Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul la force horizontale :** selon RPA 99

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération

C_p : Facteur de force horizontale [Tab 6.1]

W_p : Poids de l'acrotère pour une bande de 1m de largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Group d'usage : 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

$$C_p = 0.8 \text{ (élément console)}$$

$$W_p = 2.323 \text{ KN/ml.}$$

$$F = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.323 = 1.11504 \text{ KN} < 1.5 Q = 1.5 \text{ KN} \rightarrow \text{OK}$$

L'acrotère résiste à la force sismique.

VI.1.3.Calcul des excentricités :A.E.L.U. :

- **Calcule les sollicitations :**

L'effort normal : $N_u = 1.35. G$

$$N_u = 1.35 \times 2.323$$

$$N_u = 3.14 \text{ KN.}$$

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5. Q. h$

$$M_u = 1.5 \times 1 \times 0.6$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m.}$$

- a) **Excentricité de 1^{ère} ordre :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales après exécutions.

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{L}{250} = \frac{60}{250} = 0.24 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Donc :

$$e_1 = \frac{0.9}{3.14} + 0.02 = 0.306 \text{ m}$$

b) Elancement géométrique :

l_f : La longueur de flambement

$$l_f = 2 \times 0.6 \quad l_f = 1.2 \text{ m}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \text{ cm} < \max\left(15, \frac{20e_1}{h}\right)$$

$$\frac{l_f}{h} = 12 \text{ cm} < \max\left(15, \frac{20 \times 0.306}{0.10}\right) = 61.2$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composé en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

c) Excentricité du 2^{ème} ordre e_2 :

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

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_{G'}} = \frac{W_P}{W_P + F_P} = \frac{2.323}{2.323 + 1.11} = 0.68$$

φ : Le rapport de déformation finale du au fluage de la déformation instantanée (φ généralement égale au 2).

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

Donc :

$$e_2 = \frac{3.(1.2)^2}{0.1 \times 10^4} \times (2 + (0.68 \times 2)) = 0.0145 \text{ m}$$

d) Sollicitation ultimes corrigés pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 3.14 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times (e_1 + e_2) = 3.14 \times (0.306 + 0.0145)$$

$$M_u = 1 \text{ KN.}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.32 \text{ m.}$$

e) Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.306 + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.34 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot e_a \Rightarrow M_{ua} = 3.14 \times 0.34$$

$$M_{ua} = 1.067 \text{ KN.m}$$

A.E.L.S :

$$\text{Effort normal : } N_{ser} = W_p = 2.323 \text{ KN.}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{ser} = F_p \cdot h = 1.11 \times 0.6 = 0.666 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.666}{2.323} = 0.286 \text{ m.}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :**

$$e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.286 + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.306 \text{ m.}$$

$$M_{ser a} = N_{ser} \cdot e_a = 2.323 \times 0.306 = 0.711 \text{ KN.m}$$

VI.1.4. Calcul des sections d'aciers :

- **Moment réduit de référence à l'état limite ultime :**

$$\mu_{bc} = 0.8 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.8 \times \frac{0.1}{0.07} \left(1 - 0.4 \times \frac{0.1}{0.07}\right) = 0.49$$

- **Moment réduit agissant :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.067 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_{bc} = 0.49 \Rightarrow \text{Section partiellement tendue.}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple.

VI.1.4.1. Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = \frac{1.067}{0.711} = 1.5$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{1}{\theta} \cdot f_{c28}\right] \times 10^{-4} \dots\dots \text{Pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1.5 + 49 \times 1 \times 25] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.3335$$

$$\mu_{bc} = 0.015 < \mu_{lu} = 0.3335 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.015 < 0.275 \Rightarrow \text{la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.6\mu_{bu}) = 7(1 - 0.6 \times 0.015)$$

$$Z_b = 6.94 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{1.067 \times 10^3}{6.94 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

a) **Armatures en flexion composée :**

$$A' = 0$$

$$A = A_{st} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.44 - \frac{3.14 \times 10}{348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{périmètre(m)}} \\ \frac{0.2 B}{100} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{1.42} = 2.82 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2 \times (10 \times 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_{\min} = 2.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Le choix des armatures : } 5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

b) **Espacement :**

On adoptera un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

c) **Les armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

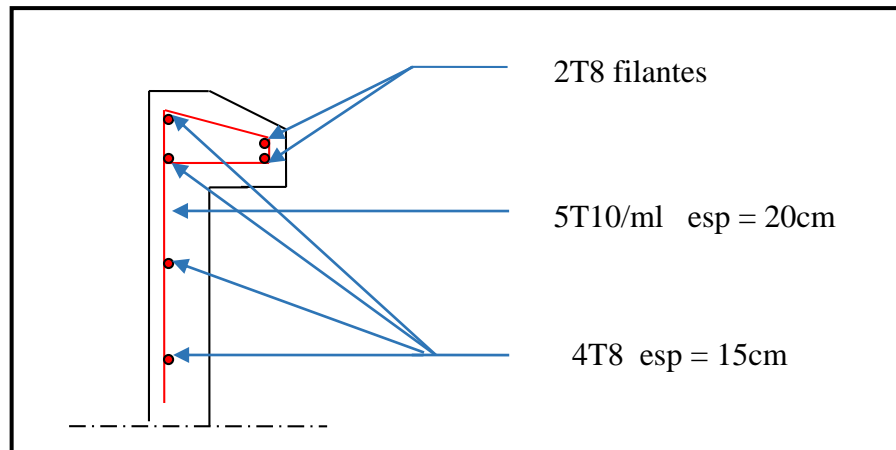


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

VI.1.4.2.Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = F_p = 1.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{1.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.0158 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a donc : $\tau_u = 0.0158 < \bar{\tau}_u = 3.33$ C.V

VI.1.4.3.Vérification des contraintes :

Il faut que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.018$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser a}} = \frac{1}{0.711} = 1.406$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.406-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.453$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.018 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.453$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

VI.2.Étude de balcon :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrillée en flexion simple.[3]

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.[3]

VI.2.1.Les types de balcons :

Dans notre construction on a un seul type de balcon.

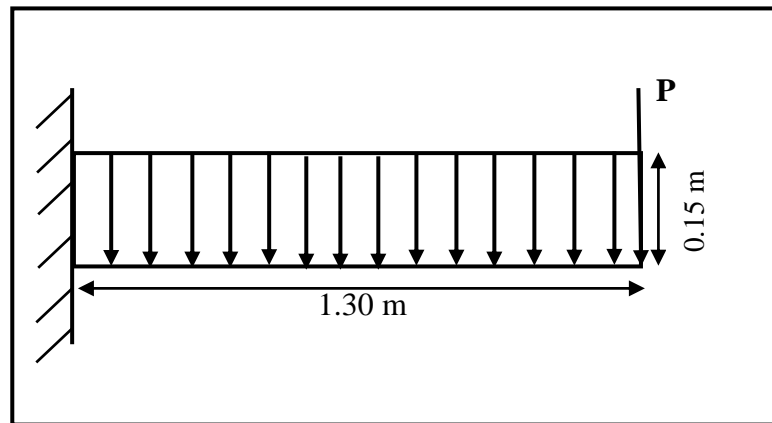


Figure VI.3: Schéma statique du balcon

VI.2.2.Évaluation des charges et surcharges :

$$\text{Balcon : } \left\{ \begin{array}{l} G=5.07 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Poids propre du mur : $G_{\text{mur}} = 2.36 \text{ KN/m}^2$.

Donc : La charge concentrée de mur : $P= 2.36 \times (3.06 - 0.15) \times 1 = 6.87 \text{ KN}$.

VI.2.3.Calcul les sollicitations :

$$\mathbf{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \times 5.07 + 1.50 \times 3.5) \times 1$$

$$q_u = 12.09 \text{ KN/m.}$$

$$\mathbf{E.L.S} : q_{ser} = G+Q = (5.07 + 3.5) \times 1$$

$$q_{ser} = 8.57 \text{ KN/m.}$$

VI.2.4.Calcul des moments :

$$\mathbf{E.L.U} : M_u = q_u \frac{L^2}{2} + 1.35 P.L = 12.09 \times \frac{(1.3)^2}{2} + 1.35 \times 6.87 \times 1.30$$

$$M_u = 22.27 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{2} + P.L = 8.57 \times \frac{(1.3)^2}{2} + 6.87 \times 1.30$$

$$M_{ser} = 16.17 \text{ KN.m}$$

VI.2.5.Calcul des actions d'acier :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{22.27}{16.17} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \cdot \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4} \dots\dots\dots \mathbf{Pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1.38 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.292$$

$$d = 0.9 h \quad \Rightarrow \quad d = 0.9 \times 0.15 = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.27 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu_{bu} = 0.086 < \mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0.086 < 0.275 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d.(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5 \times (1 - 0.6 \times 0.086) = 12.8 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Section d'acier : } A = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{22.27 \times 10^3}{13.5 \times 348} = 4.74 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b_0 \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13.5 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Le choix : 5T12 ($A = 5.65 \text{ cm}^2$)

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

- **Les armatures de répartition A_r :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T10 ($A = 3.14 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

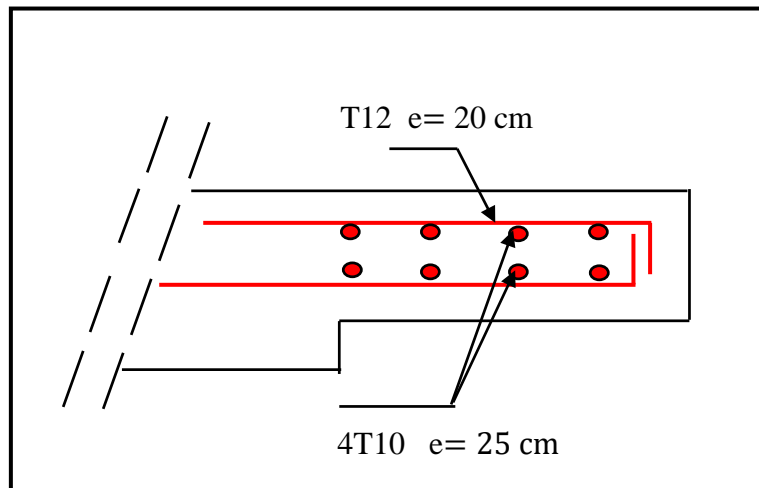


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de balcon

VI.2.5.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u\max} = q_u \cdot L + 1.35 \cdot P = 12.09 \times 1.3 + 1.35 \times 6.87$$

$$T_{u\max} = 24.99 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{24.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.185 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u\lim} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0.185 \text{ MPa} < \tau_{i\lim} = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

VI.2.5.2.Vérification des contraintes :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

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

$$\gamma = 1.38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.11 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Chapitre VII

Étude Sismique

VII.1.Introduction :

Les tremblements de terre sont provoqués par une rupture brutale des roches de long d'un plan de faille. Cette rupture génère des ondes sismique dont le passage à travers le sol des vibrations qui peuvent être ressenties à la surface, le séisme est un phénomène naturel, caractérisé par sous couses qui propagent sous forme d'ondes dites «Ondes sismiques».

L'étude génie civil d'un bâtiment consiste à déterminer les différentes actions qui agissent sur cet ouvrage, pour cette raison l'étude des efforts sismique est indispensable pour assurer la sécurité des biens et des personnes, le risque sismiques est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

VII.2.L'objectif :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

VII.3.Méthode de calcul :

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

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

Nous utiliserons la méthode dynamique modale spectrale parce que la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas et l'analyse dynamique par le spectre de réponse est la plus utilisée en raison de la fiabilité de ces résultats.

VII.3.1.Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme est représentée par un spectre permettant d'évaluer la réponse d'une structure à un séisme.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

VII.3.2.Détermination des coefficients et les facteurs :

Les valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après les tableaux par RPA99 Version 2003.

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau 4.1).

$$A = \begin{cases} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d'usage : 02} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

La valeur de ce facteur est en fonction de T et T_2 :

T : la période fondamentale.

T_1, T_2 : La période caractéristique associée à la catégorie du site donné par le tableau (4.7)

Puisque on a un site rocheux donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.30 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

η : Facteur de correction d'amortissement donne la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

ε : Pourcentage d'amortissement.

Suivant RPA tableau (4.2) la valeur de $\varepsilon(\%)$ et remplissage dense avec un système de voiles $\varepsilon = 10\%$ donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 > 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

Avec : $C_T = 0.05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

$h_n = 18.36\text{m}$ (la hauteur totale de la structure).

Donc :

$$T = 0.05 \times (18.36)^{3/4} = 0.44 \text{ sec.}$$

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 23.50 \text{ m} \quad T_x = 0.34 \text{ sec.}$$

$$D_y = 20 \text{ m} \quad T_y = 0.37 \text{ sec.}$$

$$T = \min(0.44, 0.34, 0.37) = 0.34 \text{ sec.}$$

Puisque : $T_2 = 0.30 < T = 0.34 \text{ sec.}$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.30}{0.34}\right)^{2/3} = 1.75$$

R : coefficient de comportement global de la structure, les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure

(Art 4.2.3 tableau (4.3)).

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de Voiles porteurs (R = 3.5).

Q : le facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non, sa valeur est donnée au tableau(4.4).

Critère q	La valeur de P_q suivant X	La valeur de P_q suivant Y
1. Conditions minimales sur les filles de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularités 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
$\sum_{q=1}^9 P_q$	0.30	0.30

Tableau VII.1: valeurs de pénalités

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0.30 = 1.30 \Rightarrow Q_x = 1.30 \\ Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0.30 = 1.30 \Rightarrow Q_y = 1.30 \end{array} \right.$$

W : Poids totale de la structure.

Egale à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } w_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (tableau 4.5).

Dans notre cas on a un bâtiment d'habitation donc : $\beta = 0.2$

Puisque w : c'est le poids total de la structure, il est tiré d'une manière automatique du logiciels ETABS.

Donc : $W = 2616.0905$ Tonne.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \cdot A \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25 \cdot A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \cdot \eta (1.25 \cdot A) \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

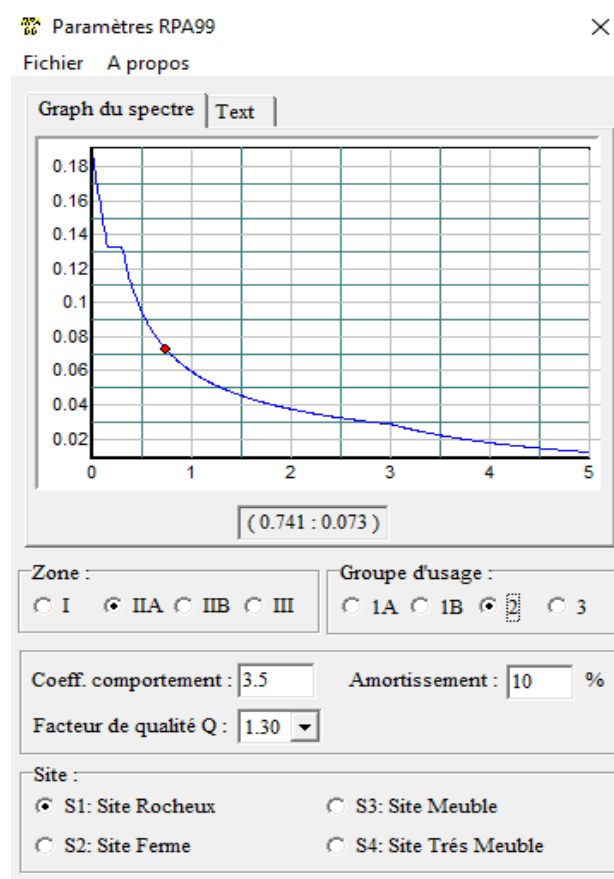


Figure VII.1: Spectre de réponse

VII.4. Justification de sécurité :

Combinaison d'action :

1.35G+1.50Q E.L.U

G+Q E.L.S

G+Q+E Combinaisons accidentelles (D'après le RPA99 (5-1)).

0.8G±E Combinaisons accidentelles (D'après le RPA99 (5-2)).

VII.4.1. Justification de la force sismique totale de calcul :

La résultant des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80 % du résultant des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{sta} . $V_{dyn} > 0.8V_{sta}$

Nous allons :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{dyn-x} = 1700.34 \text{ Tonnes} \\ V_{dyn-y} = 1938.8 \text{ Tonnes} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} V_{s-x} = 255.07 \text{ Tonnes} \\ V_{s-y} = 255.07 \text{ Tonnes} \end{array} \right.$$

$$\frac{V_d}{V_s} = \left\{ \begin{array}{l} \text{Selon X : } 0.8 \times 255.07 = 204.056 < V_{dyn-x} \quad \text{C.V} \\ \text{Selon Y : } 0.8 \times 255.07 = 204.056 < V_{dyn-y} \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

VII.4.2. Vérification de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4.43})$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

On compare cette valeur au déplacement relatif admissible qui est égale à $1\%h_e$.

Niveau	U_x	δ_{ekx}	Δ_{xk}	Vérification $1\%h_e$	U_y	δ_{eky}	Δ_{yk}	Vérification $1\%h_e$	Vérification
5 ^{ème} étage	0.0062	0.0056	0.0039	0.0306	0.0049	0.0043	0.0032	0.0306	C.V
4 ^{ème} étage	0.0048	0.0045	0.0039	0.0306	0.0039	0.0034	0.0032	0.0306	C.V
3 ^{ème} étage	0.0037	0.0034	0.0042	0.0306	0.0028	0.0025	0.0032	0.0306	C.V
2 ^{ème} étage	0.0024	0.0022	0.0035	0.0306	0.0018	0.0016	0.0028	0.0306	C.V
1 ^{ère} étage	0.0013	0.0012	0.0028	0.0306	0.0009	0.0008	0.0018	0.0306	C.V
R.D.C	0.0004	0.0004	0.0014	0.0306	0.0003	0.0003	0.0011	0.0306	C.V

Tableau VII.2: Vérification du déplacement de chaque niveau

VII.4.3. L'effort normal réduit :

Les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.3$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : est l'air (Section brute) du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

Pour cela, on procèdera à une vérification de l'ensemble des poteaux de chaque étage afin que les conditions décrites ci-dessus soient satisfaites.

Niveau	Poteau (b × h)	B_c (cm ²)	N_d (KN)	< 0.30	Observation
RDC	40 × 40	1600	970.86	0.24	C.V
1 ^{ère} étage	40 × 40	1600	800.95	0.20	C.V
2 ^{ème} étage	40 × 40	1600	615.91	0.15	C.V
3 ^{ème} étage	35 × 35	1225	451.67	0.15	C.V
4 ^{ème} étage	35 × 35	1225	304.72	0.10	C.V
5 ^{ème} étage	35 × 35	1225	158.3	0.05	C.V

Tableau VII.3: Vérification de l'effort normal réduit

VII.4.4. Justification de l'effet P-Δ:

Les effets du 2^o ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : (Art 5.9)

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

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : L'effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Niveau	h_k (m)	W_k (KN)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
5 ^{ème} étage	3.06	400.882	400.882	573.99	0.0039	0.0009	C.V
4 ^{ème} étage	3.06	436.1912	837.0732	929.87	0.0039	0.0011	C.V
3 ^{ème} étage	3.06	437.3758	1274.449	1197.22	0.0042	0.0014	C.V
2 ^{ème} étage	3.06	442.9253	1717.3743	1412.53	0.0035	0.0014	C.V
1 ^{ère} étage	3.06	449.3581	2133.7324	1584.21	0.0028	0.0014	C.V
R.D.C	3.06	449.3581	2616.0905	1699.36	0.0014	0.0007	C.V

Tableau VII.4: Vérification de l'effet P-Δ Selon X

Niveau	h_k (m)	W_k (kN)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
5 ^{ème} étage	3.06	400.882	400.882	656.12	0.0032	0.0006	C.V
4 ^{ème} étage	3.06	436.1912	837.0732	1066.78	0.0032	0.0008	C.V
3 ^{ème} étage	3.06	437.3758	1274.449	1358.66	0.0032	0.0010	C.V
2 ^{ème} étage	3.06	442.9253	1717.3743	1602.47	0.0028	0.0010	C.V
1 ^{ère} étage	3.06	449.3581	2133.7324	1803.92	0.0018	0.00070	C.V
R.D.C	3.06	449.3581	2616.0905	1937.74	0.0011	0.0005	C.V

Tableau VII.5: Vérification de l'effet P- Δ Selon Y

Chapitre VIII

Étude des Éléments Structuraux

La stabilité et la résistance d'une structure vis-à-vis aux charges horizontales et verticales est assurée par ces éléments porteurs principaux (poteaux, poutres et voiles).[4]

Pour cela ces derniers doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.[4]

VIII.1.Le poteau :

VIII.1.1.Introduction :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Le rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

Les poteaux sont majoritairement appelés à reprendre des efforts de compression transmis verticalement des étages supérieurs au sol à travers les fondations. L'élément de réduction correspondant à cet effort est l'effort normal de compression.

En considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm 1.2E$$

$$0.8G \pm E$$

VIII.1.2.Recommandations de RPA :

VIII.1.2.1. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal est de : 0.8% de la section du poteau (Zone IIa).
- Leur pourcentage maximal est : 4% en zones courante et 6 % de la section du poteau en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de $\phi_{\min} \geq 12$ mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une force du poteau ne doit pas dépasser 25cm (Zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (Zone critique). La zone nodale est définie l' et h .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$: Section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

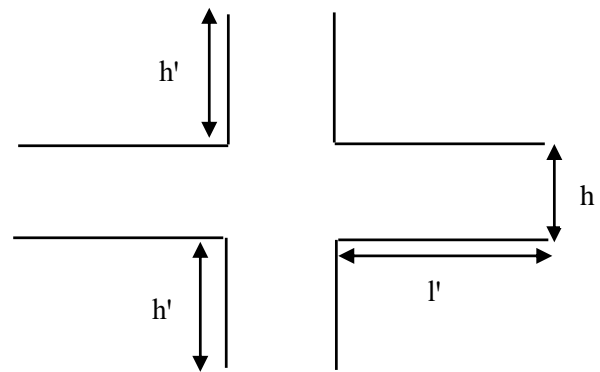


Figure VIII.1: Zone nodale

VIII.1.2.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm})$ (Zone nodale).

$t \leq 15 \times \phi_1$ (Zone courante).

Φ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t/t.b_1$ en % en pourcentage est de :

Si $\lambda_g > 5$: 0.3%

Si $\lambda_g < 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

VIII.1.3.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 suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{RPA version 2003}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left\{ \frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{h} \right\} \quad \text{RPA99 version 2003.}$$

λ_g : L'élancement géométrique de poteau

Avec b et h dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

Poteaux	T (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC (40 × 40)	27.46	0.19	7.65	0.075	1.87	C.V
1^{ère} étage (40 × 40)	39.65	0.27	7.65	0.075	1.87	C.V
2^{ème} étage (40 × 40)	50.95	0.35	7.65	0.075	1.87	C.V
3^{ème} étage (35 × 35)	44.41	0.40	8.74	0.075	1.87	C.V
4^{ème} étage (35 × 35)	48.63	0.44	8.74	0.075	1.87	C.V
5^{ème} étage (35 × 35)	32.11	0.29	8.74	0.075	1.87	C.V

Tableau VIII.1: vérification de l'effort tranchant

VIII.1.4.Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

VIII.1.5.Calcul de ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans le tableau.

Exemple de calcul :

Poteau du RDC : (40 × 40)

$$M_u = 23.672 \text{ KN.m} , N_u = 604.5 \text{ KN}$$

$$b = 0.4 \text{ m} \rightarrow d = 0.9h = 0.36 \text{ m}$$

$$h = 0.4 \text{ m} \rightarrow d' = 0.1h = 0.04 \text{ m}$$

VIII.1.5.1. Les excentricités :

- **L'excentricité de 1^{ère} ordre :**

A l'état limite ultime :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.672}{604.5} = 0.039$$

$$e_a = e_0 - \frac{h}{2} + d' = 0.039 - \frac{0.4}{2} + 0.04 = 0.2$$

$$M_{ua} = N_u \cdot (e_0 + e_a) = 604.5 \times 0.239 = 144.47 \text{ KN.m}$$

A l'état limite service :

$$M_{ser} = 20.776 \text{ KN.m} , N_{ser} = 575.77 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{20.776}{575.77} = 0.036$$

$$e_a = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.196$$

$$M_{sera} = N_{ser} \times e_a = 112.85 \text{ KN.m}$$

VIII.1.5.2. Calcul les armatures longitudinales :**a) Type des aciers pour le calcul des armatures longitudinales :**

$$u_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \times \frac{0.4}{0.36} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{0.4}{0.36} \right)$$

$$\mu_{bc} = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = 0.16 \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow \text{Section partiellement tendue}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple.

b) Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser a}} = 1.07$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \times 1 \times 1.07 + 49 \times \frac{25}{1} - 3050 \right) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.18 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow \text{Armatures comprimées non nécessaire (A' = 0) ; A = A_u}$$

Calcul du bras de levier :

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 0.36 \times (1 - 0.6 \times 0.16) = 0.32 \text{ m.}$$

$$A_{FS} = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{120.9 \times 10^{-3}}{32 \times \frac{400}{1}} \times 10^4 = 9.44 \text{ cm}^2$$

c) Armatures en flexion composé :

$$A = A_{FS} - \frac{N_u}{F_e} = 9.44 - \frac{604.5 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -5.67 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'acier négative on adoptera la section minimale :

$$A_{\min} = 0.8\% b \cdot h = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12T12 = 13.57 cm²

VIII.1.5.3. Calcul les armatures transversales :

En première on fixe l'espacement (RPA99 Version 2003, Art 7.4.2.2)

a) Dans la zone nodale : (Zone sismique IIa):

$$S_t \leq \min (10\phi_i , 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1.2 , 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

Donc on adopter un espacement de **10 cm** en zone nodale sur une distance h'.

La distance h' préconisé par le (RPA 99 Version 2003) est donnée par la formule suivante :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} , b_1 , h_1 , 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

b) Dans la zone courante : (Zone sismique IIa) :

$$S_t' \leq 15 \phi \Rightarrow S_t' \leq 15 \times 1.2 \Rightarrow S_t' \leq 18 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **15 cm** en zone courante.

On calcule à présent la section d'armature transversale :

- Selon RPA 99–2003 :

$$A_t = \frac{S_t \times f_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{0.10 \times 2.5 \times 27.46 \times 10^{-3}}{0.4 \times 400} = 0.42 \text{ cm}^2$$

- Selon BAEL 91 (Art A.5.1.23):

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.8 f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

S_t : Espacement d'armature

f_{tj} : Résistance à la traction. $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$ MPa

f_e : Limite élastique.

$k = 1 + 3 \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$, en flexion composée avec compression, σ_{cm} désignant la contrainte moyenne de compression de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul.

$$\text{Donc : } k = 1 + 3 \frac{N_u}{f_{t28} \times B^2} = 1 + 3 \frac{604.5 \times 10^{-3}}{25 \times (0.4)^2} = 1.45$$

α : L'angle d'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90$).

$$A_t \geq b_0 \times S_t \times \frac{\tau_u - (0.3 f_{tj} \times k) \gamma_s}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$A_t \geq 0.4 \times 0.1 \times \frac{0.19 - (0.3 \times 2.1 \times 1.45) \times 1.15}{0.8 \times 400 \times 1}$$

$$A_t \geq -1.07 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = 0$, on adopte la section minimale.

c) Dans la zone courante :

Selon **RPA 99 (7.4.2.2.)** : on a :

$$\lambda_g = 7.65 > 5 \Rightarrow A_{t \min} = 0.3\% \times S_t \times b_1$$

Bien que le calcul soit mené en zone nodale, on prendra l'espacement donnant la qualité d'armature maximale :

$$A_{t \min} = 0.3\% \times S_t \times b_1 = 0.003 \times 15 \times 40$$

$$A_{t \min} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL 91 (Art A. 5.1.22) :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0.4}{f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0.4}{400} \times 40 \times 15$$

$$A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = A_{t \text{ min-RPA}} = 1.8 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : $A_t = 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$ par la section de poteau

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A Etabs (cm ²)	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale		
				Section (cm ²)	Le choix	S _t (cm)	S _t '(cm)	A _t
RDC	40× 40	12.8	5.20	12T12	13.57	10	15	T8
1^{ère} Etage	40× 40	12.8	5.558	12T12	13.57	10	15	T8
2^{ème} Etage	40 × 40	12.8	8.98	12T12	13.57	10	15	T8
3^{ème} Etage	35× 35	9.8	7.296	10T12	11.31	10	15	T8
4^{ème} Etage	35 × 35	9.8	8.86	10T12	11.31	10	15	T8
5^{ème} étage	35× 35	9.8	9.6	10T12	11.31	10	15	T8

Tableau VIII.2: Ferrailage des poteaux

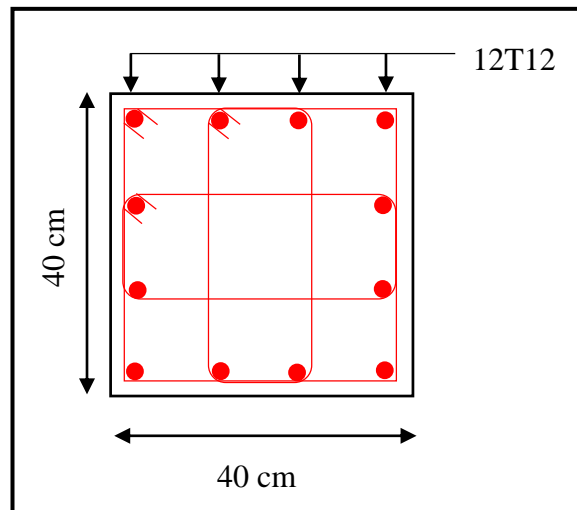


Figure VIII.2: exemple schéma de ferrailage d'un poteau

VIII.2. Les poutres :

VIII.2.1. Introduction :

Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment ou d'un tablier de pont. Une poutre reçoit des actions mécanique (effort et moments, ponctuels ou linéiques), et les transmet sur des appuis .Poutre supportant des poutres secondaires, des nervures ou des poutrelles et reposant elle-même sur des porteurs verticaux, elles sont calculées à la flexion simple sous moments fléchissant, un sur la travée et l'autre au niveau des appuis.

En considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$1.35G + 1.5Q \quad \text{E.L.U}$$

$$G+Q \quad \text{E.L.S}$$

$$G+Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

VIII.2.2.Recommandations de RPA :

VIII.2.2.1.Les armatures longitudinales :

a) Section d'acier minimale :

$A_{\min} = 0.5\%$ de la section brute du béton. D'où $A_{\min} = 0.5\%.b.h$

b) Section d'acier maximale :

4% de la section totale en zone courante.

6% de la section totale en zone de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone II.

VIII.2.2.2.Les armatures transversales :

• Section d'acier minimale :

$$A_{t\min} = 0.3\%S_t.b$$

Avec : b : la largeur de la poutre

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales.

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$$

$$\text{Dans la zone courant : } S_t' \leq \frac{h}{2}$$

VIII.2.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

VIII.2.4. Ferrailage :

Il s'agit là d'un ferrailage essentiel, ce genre de pièce étant fortement soumise à l'étirement. D'une façon générale, le ferrailage reprend ici la forme de la poutre, l'espacement de ces cadres sera normalement de 20 à 30 cm, mais il tombera à 10 ou 15 cm aux extrémités de la poutre. La zone d'effort maximal subi par la poutre se trouvant en sa partie centrale et sur sa face inférieure, on aura avantage à placer dans cette zone plusieurs armatures horizontales, parallèles à l'axe de la poutre, qui offriront ainsi une meilleure résistance à la traction.

Poutre principale : (30 × 40).

Poutre secondaire : (30 × 35).

Niveau	Poutre	En travé	En appuis	A _{min} (RPA)	Le choix	
					En travé	En appuis
RDC+étage courant	(30 × 40)	3.58	5.53	6	3T14 fil 2T14 chap	3T14 fil 2T14 chap
	(30 × 35)	1.63	2.46	5.25	3T14 fil 2T14 chap	3T14 fil 2T14 chap
Terrasse Inaccessible	(30 × 40)	2.33	4.63	6	3T14 fil 2T14 chap	3T14 fil 2T14 chap
	(30 × 35)	1.44	2.07	5.25	3T14 fil 2T14 chap	3T14 fil 2T14 chap

Tableau VIII.3: ferrailage des poutres

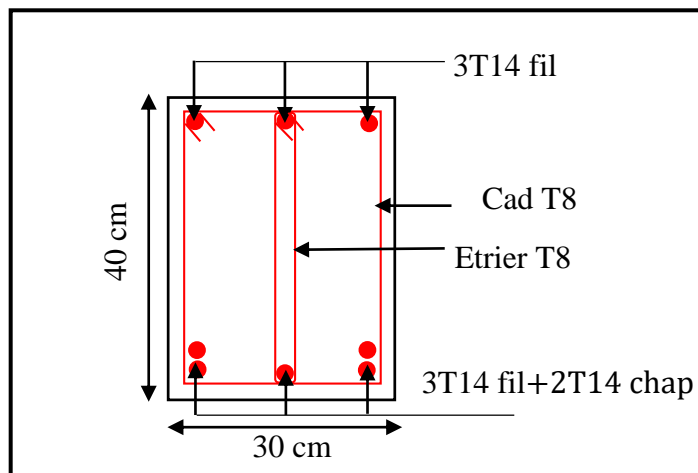


Figure VIII.3: exemple schéma de ferrailage d'une poutre

VIII.3.Les voiles :

VIII.3.1.Introduction :

Les voiles en béton armé est une structure spatiales dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions. Les voiles sont destinés à reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement, s'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau, et assurer une isolation acoustique assurer une protection contre l'incendie.

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

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL :} \\ \left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.50 G \\ G+Q \end{array} \right. \\ \\ \text{Selon RPA 99 version 2003 :} \\ \left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \end{array}$$

VIII.3.2.Recommandations de RPA :

VIII.3.2.1. Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales :

0.15% de la section globale du voile.

0.10% en zone courante.

L'espace de barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VIII.3.2.2. Longueur de recouvrement :

40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

VIII.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, d'une flexion composée (effort normal (N) et un moment de flexion (M)).

VIII.3.4. Ferrailage :

Les voiles seront calculés dans les deux directions (horizontale et verticale) à la flexion composée sous un effort normale de compression F et un moment fléchissant M.

Le calcul du ferrailage se fait de la même manière que les poteaux.

Voile horizontale : $L = 2.6 \text{ m}$, $a=0.2 \text{ m}$.

Voile verticale : $L = 4.20 \text{ m}$, $a=0.2 \text{ m}$.

Exemple de calcul :

Voile horizontale : $L = 2.6$ m, $a = 0.2$ m, $d = 0.9h = 2.34$ m

$M_u = 1757.825$ KN. m, $N_u = 993.4$ KN.

VIII.3.4.1. Calcul les excentricités :

A l'état limite ultime :

a) L'excentricité de 1^{ère} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec : e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \frac{L}{250} = \frac{260}{250} = 1.04 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_1 = \frac{1757.825}{993.4} + 0.02$$

$$e_1 = 1.79 \text{ m}$$

b) Sollicitations ultime corrigé par le flambement :

l_f : la longueur de flambement.

$$l_f = l_0 = 3.06 - 0.3 = 2.76 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{2.76}{2.60} = 1.06$$

$$\lambda_g >< \max \left(15, \frac{20e_1}{h} \right) = \max (15, 13.76)$$

$$\lambda_g = 1.06 < 15 \text{ cm}$$

Donc le calcul sera mène à la flexion composé en tenant compte de calculer l'excentricité du 2^{ème} ordre.

c) L'excentricité du 2^{ème} ordre :

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

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

Φ : le rapport de déformation finale du au fluage de la déformation instantanée

(ϕ Généralement égale à 2)

Donc :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = 0.87$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.76)^3}{10^4 \cdot 2.60} (2 + 0.87 \times 2) = 0.009 \text{ m}$$

d) Sollicitation ultime corrigé par le calcul en flexion composé :

$$e_0 = e_1 + e_2 = 1.79 + 0.009 = 1.8 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times e_0 = 993.4 \times 1.8 = 1788.12 \text{ KN.m}$$

e) Sollicitations ramènera centre de gravité d'aciers tendues :

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.8 + \left(2.34 - \frac{2.60}{2}\right) = 2.84 \text{ m}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 993.4 \times 2.84 = 2821.256 \text{ KN.m}$$

A l'état limite service :

$$M_{ser} = 82.691 \text{ KN.m}, N_{ser} = 170.01 \text{ KN.m}$$

$$e_{oser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{82.691}{170.01} = 0.49 \text{ m}$$

- **Sollicitation ramenées au centre de gravité des aciers tendues :**

$$e_a = e_{oser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.49 + \left(2.34 - \frac{2.60}{2}\right) = 1.53 \text{ m}$$

$$M_{ser a} = N_{ser} \times e_a = 170.01 \times 1.53 = 260.11 \text{ KN.m}$$

VIII.3.4.2. Calcul les armatures :

- a) **Type de section pour le calcul des armatures longitudinale :**

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.8 \times \frac{2.60}{2.34} \left(1 - 0.4 \frac{2.60}{2.34}\right) = 0.49$$

- b) **Moment réduit agissant :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2821.256 \times 10^{-3}}{0.2 \times (2.34)^2 \cdot 14.2} = 0.18$$

$$\mu_{bu} = 0.18 < \mu_{bc} = 0.49 \Rightarrow \text{SPT}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple.

- c) **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser a}} = 5.84$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050\right) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \times 1 \times 5.84 + 49 \times \frac{25}{1} - 3050\right) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 1.82$$

$$\mu_{bu} = 0.18 < \mu_{lu} = 1.82 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.18 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplicité.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 2.34 \times (1 - 0.6 \times 0.18) = 2.53 \text{ m}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{2821.256 \times 10^{-3}}{2.53 \times 348} = 32.04 \text{ cm}^2$$

d) Armatures en flexion composée :

$$A' = 0$$

$$A_c = A_{st} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 32.04 - \frac{993.4 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4$$

$$A_c = 3.5 \text{ cm}^2.$$

- **Section minimale selon RPA99/Version 2003 :**

$$A_{\min-1} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2.$$

- **Selon BAEL91 :**

$$A_{\min-2} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 20 = 2.415 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_c, A_{\min-1}, A_{\min-2}) = \max(3.5, 3, 2.415) = 3.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour la zone courante T12 espacé 15cm.

On fera la même méthode pour calculer le ferrailage verticale.

Voile	L (cm)	a (cm)	$A_{\min-RPA}$ (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	Esp (cm)
Horizontale	260	20	3	3.5	T12	15
Verticale	420	20	3	7.16	T12	15

Tableau VIII.4: Ferrailage des voiles

Selon l'article (7.7.4.3) RPA l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieure à : $S \leq 1.5a$ et selon l'article (7.7.4.1) RPA l'espacement des barres doit être réduit de la moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm, puisque la largeur de voile horizontale c'est : 260 cm et $\frac{260}{10} = 26 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ donc on gardera l'espacement de 15 cm.

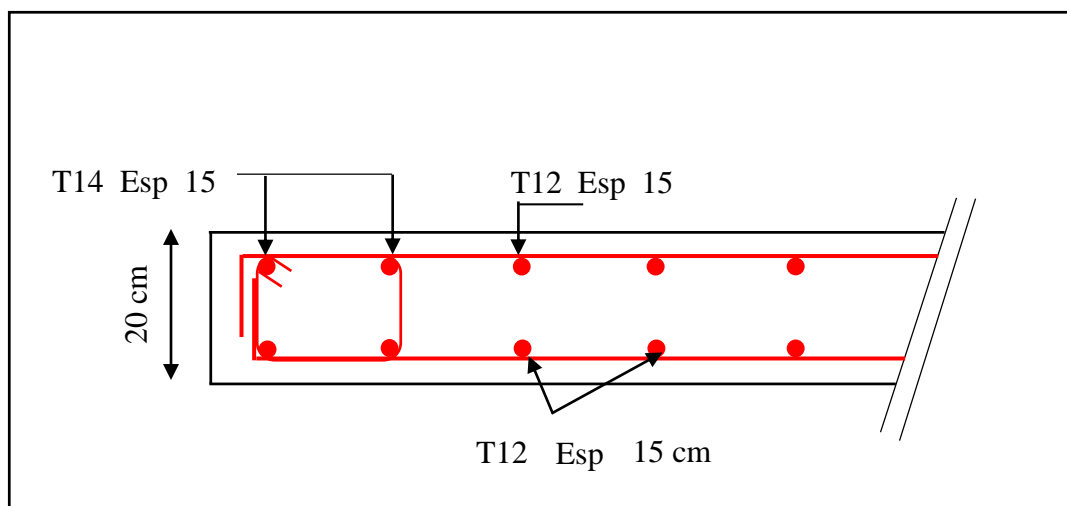


Figure VIII.4: Schéma du ferrailage du voile

Chapitre IX

Étude

L'infrastructure

IX.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 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 de sols.[5]

IX.2.Justification pour le choix des fondations :

Pour le cas de la structure étudiée (R+5), nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filants, l'étude géotechnique du site à donner une contrainte admissible du sol 1.6 bar, le choix d'un radier général n'est pas nécessaire ni économique.

Pour cela nous procédons à la vérification suivante : $\frac{S_S}{S_T} \leq 50\%$

Avec :

S_t : La surface totale du bâtiment ($S_t = 432.51 \text{ m}^2$).

S_S : La surface des semelles est donné par :

$$S_S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

N_{ser} :La somme des efforts normaux apporté au poteau à L'ELS($N_{ser} = 29930.53 \text{ KN}$).

σ_s : La contrainte admissible de sol($\sigma_s = 1.6 \text{ bar}$).

IX.2.1.Calcul des surfaces revenant aux semelles :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

$$S_s = \frac{29930.53}{160} = 187.06 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_T} = \frac{187.06}{432.51} \times 100 = 43.25 \% < 50\% \Rightarrow \text{On adoptera une semelle isolé.}$$

Les dimensionnements de fondation est conforme aux règles parasismique en vigueur en Algérie (RPA99-VERSION2003) et (BAEL).

IX.3.Calcul le ferrailage :**IX.3.1.Combinaison d'action :**

Selon le R.P.A99 version 2003 et BAEL l'étude des fondations se fait sous les sollicitations les plus défavorables :

$$1.35G+1.50Q \quad \text{E.L.U}$$

$$G+Q \quad \text{E.L.S}$$

IX.3.2.Dimension de la semelle :(A × B × h)

Considérons un poteau de section (a × b)et une semelle de dimensions(A × B)on a par homothétie :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

La section de poteau (40 × 40)

$$\frac{40}{40} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad 1 = \frac{A}{B}$$

Donc : A= B

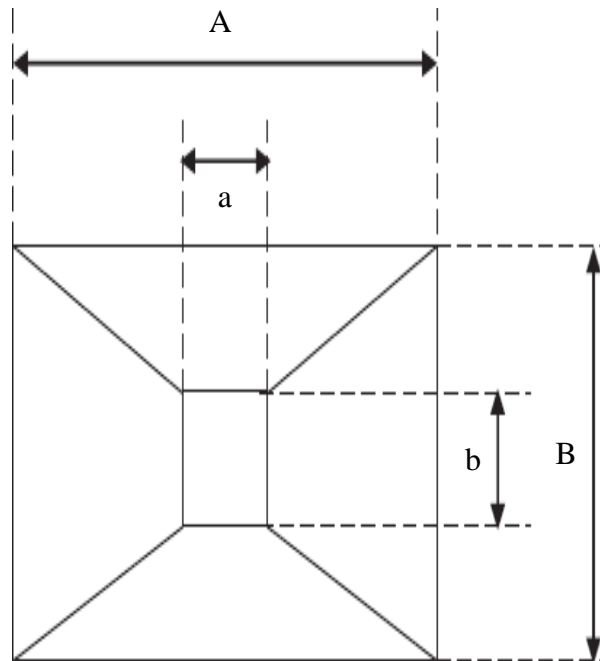


Figure IX.1 : Schéma de semelle sous poteau central

a) Calcul l'excentricité :

$$N_{ser} = 923.43 \text{ KN}, M_x = 12.144 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{12.144 \times 10^{-3}}{923.43 \times 10^{-3}} = 0.013 \text{ m.}$$

$$6e_0 = 6 \times 0.013 = 0.078 \text{ m.}$$

Impossible d'avoir $B = 0.078 \text{ m}$ pour cela il faut que :

$$B > 0.14 \text{ m} \Rightarrow B > 6 e_0 \Rightarrow e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale.}$$

$$A \cdot B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B^2 \geq \left(1 + \frac{3 \times 0.013}{B}\right) \cdot \frac{923.43 \times 10^{-3}}{1.6}$$

$$B^3 \geq 0.58B - 0.023$$

$$B^3 - 0.58B - 0.023 = 0$$

Donc on a trois solutions :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_1 = 1.58 \text{ m.} \\ B_2 = -0.97 \text{ m.} \\ B_3 = -0.54 \text{ m.} \end{array} \right.$$

On adoptera : $B = A = 1.60 \text{ m.}$

b) La hauteur utile :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d_b \geq \frac{B-b}{4} = 0.30 \text{ m.}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} = 0.30 \text{ m.}$$

$$h = d + 0.05 = 0.35 \text{ m.}$$

c) Vérification de la résistance de sol :

Puisque $e_0 \leq \frac{B}{6}$ alors la contrainte situé au tris quarts de la semelle du coté de σ_{\max} , noté $\sigma_{3/4}$ est donnée par :

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max}}{4} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \cdot \frac{P_{\text{ser}}}{A \cdot B} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

- Poids propre de la semelle :

$$P_{\text{PS}} = A \times B \times h \times \gamma_b$$

$$P_{\text{PS}} = 1.60 \times 1.60 \times 0.35 \times 25$$

$$P_{\text{PS}} = 22.4 \text{ KN}$$

$$\bar{P}_{ser} = P_{PS} + N_{ser} = 22.4 + 923.43$$

$$\bar{P}_{ser} = 945.83 \text{ KN.}$$

- **L'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{P_{ser}} = \frac{12.144 \times 10^{-3}}{923.43 \times 10^{-3}} = 0.013 \text{ m}$$

Alors :

$$\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \cdot \frac{P_{ser}}{A \cdot B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\left(1 + \frac{3 \times 0.013}{1.6}\right) \times \frac{923.43 \times 10^{-3}}{1.6 \times 1.6} = 1.37 \leq 1.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc les dimensions de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 1.60 \text{ m} \\ B = 1.60 \text{ m} \\ h = 0.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

IX.3.3.Calcul les armatures :

$$\text{On a : } \begin{cases} e_0 \leq \frac{B}{6} \\ e_0 \leq \frac{B}{24} \Rightarrow 0.013 \leq \frac{1.60}{24} \Rightarrow 0.013 \leq 0.067 \end{cases}$$

Les armatures perpendiculaires au mur, par unité de longueur de semelle et dans ce cas les armatures seront calculées par la méthode des bielles.

$$A_a = \frac{P_u' \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (A - a)}{8d_a \sigma_s}$$

$$A_b = \frac{P_u' \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - b)}{8d_a \sigma_s}$$

σ_s : La contrainte de l'acier

$$P_u' = N_u + (P_{PS} + P_t) \times 1.35$$

Sachant que $\gamma_{sol} = 18 \text{ KN/m}^2$ et la hauteur d'ancrage : $D = 2.1 \text{ m}$

$$P_t = V_t \times \gamma_{sol}$$

$$P_t = [(A - a) \times (B - b) \times (D - h)] \times \gamma_{sol}$$

$$P_t = [(1.60 - 0.40) \times (1.60 - 0.40) \times (2.1 - 0.35)] \times 18$$

$$P_t = 45.36 \text{ KN}$$

$$P_u' = 1.26501 + 1.35(0.04536 + 0.0224)$$

$$P_u' = 1.36 \text{ MN}$$

a) Le ferrailage selon A :

$$A_a = \frac{P_u' \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (A - a)}{8d_a \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{1.36 \times 10^6 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.013}{1.60}\right) \times (1.60 - 0.40)}{8 \times 30 \times 348}$$

$$A_a = 20.02 \text{ cm}^2.$$

On adoptera T14 espacé par 15 cm.

b) Le ferrailage selon B :

$$A_b = \frac{P_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - b)}{8d_a \sigma_s}$$

$$A_b = \frac{1.36 \times 10^6 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.013}{1.60}\right) \times (1.60 - 0.40)}{8 \times 30 \times 348}$$

$$A_b = 20.02 \text{ cm}^2.$$

On adoptera T14 espacé par 15 cm.

Dimension Semelle	A	B	h	Ferr inf Selon A	Ferr inf Selon B	Ferr supp Selon A	Ferr supp Selon B
S ₁	160	160	35	T14 esp 15 cm	T14 esp 15 cm		
S ₂	200	200	40	T14 esp 15 cm	T14 esp 15 cm	T10 esp 15 cm	T10 esp 15 cm
S ₃	220	220	40	T14 esp 15 cm	T14 esp 15 cm	T10 esp 15 cm	T10 esp 15 cm
S ₄	250	250	50	T14 esp 15 cm	T14 esp 15 cm	T10 esp 15 cm	T10 esp 15 cm

Tableau IX.1: ferrailage des semelles isolées

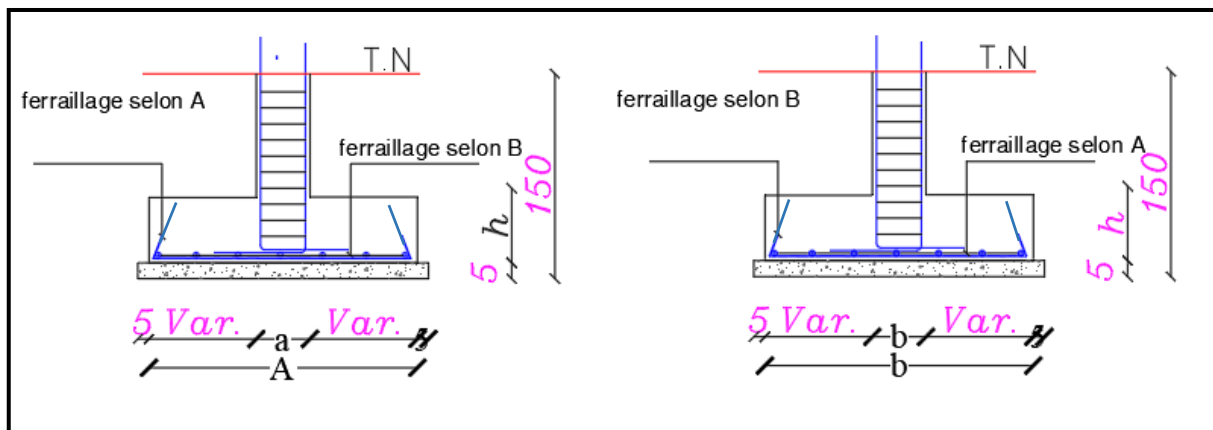


Figure IX.2: Exemple schéma de ferrailage de semelle isolée

2^{ème} Partie :

Étude de la structure avec
système d'isolation

(isolée)

Chapitre I

Notions de base sur des appuis parasismiques

I.1.Introduction :

Un séisme de terre est un événement violent et inhabituel qui tire les structures bien au-delà de leur plage élastique. Les structures sont reliées au terrain par leurs fondations. Si la terre peut se déplacer librement sous les structures, ses secousses ne peuvent pas lui être transmises. La solution maximale est de séparer la structure du sous-sol en la plaçant sur des supports élastiques très déformables à la base, c'est l'isolation parasismique.

Les appuis parasismiques ou isolateurs sont des dispositifs qui permettent une isolation partielle entre la fondation et la superstructure, et n'autorisent que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques. Il doit permettre de grands déplacements horizontaux grâce à sa faible raideur horizontale par rapport à la rigidité de la structure, de plus il a une rigidité verticale élevée avec la capacité de supporter les charges gravitationnelles de la structure pendant et en dehors du séisme. Une structure qui repose sur des appuis sismiques est appelée structure isolée.

I.2.Historique :

L'isolation parasismique est une technique relativement jeune comparée aux méthodes traditionnelle de protection contre le séisme. L'idée d'isoler la structure à la base remonte au début du 20^{ème} siècle. Néanmoins les premières applications modernes dans le monde ont été réalisées dans les années 70 à 80. Cela est dû au développement des techniques de calcul, sur support informatique, beaucoup plus puissantes qu'auparavant, ainsi que la disponibilité d'installation d'essai tel que les simulateurs sismiques (tables vibrantes).

La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique à la base a été réalisée sur une école élémentaire à Skopje (ex-Yougoslavie) dont la réalisation a été achevée en **1969**.

- En Amérique, la première application remonte à **1980**. [6]
- Au Japon, les recherches dans ce domaine ont pris beaucoup d'ampleur. Le premier grand bâtiment à base isolée a été accompli en **1980**. [7]
- En Nouvelle Zélande, les recherches ont commencé en **1967**. La réalisation a commencé au début des années **80**. [8]

- En France, les premières réalisations remontent à la fin des années 70. Le lycée de Lambesc construit en 1977 a été réalisé par la technique de l'isolation parasismique. [9]
- En Chine, beaucoup de recherches théoriques et expérimentales ont été menées ces dernières années. La majorité de ces bâtiments sont bien comportés lors des tremblements de terre de **1994** et **1995**. [10]
- En Italie, les recherches ont commencé en **1988**, pour développer cette technique et son utilisation assurée dans la réalisation des constructions civiles et industrielles et prendre en considération le risque nucléaire et chimique. [9]
- En Algérie, Le CTC-Chlef a été le premier à introduire la technique d'isolation parasismique des structures à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla, située dans une zone à forte sismicité et le deuxième projet c'est la mosquée d'Alger.

I.3.L'objectif de l'isolation parasismique :

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

- Comprendre l'effet d'interaction entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol.
- Prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre.
- Concevoir et construire des structures résistantes aux tremblements de terre, conformément aux normes de construction locales.
- Protéger la structure contre les forces sismiques.

I.4.Principe de l'isolation parasismique :

L'isolation parasismique repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du séisme, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants considérablement réduites. En revanche l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors d'incorporation aux unités d'isolation ou l'usage d'un dispositif parallèle et externe d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) est requise afin de contrôler les déplacements et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. [11]

La figure suivante montre l'effet des appuis parasismiques :

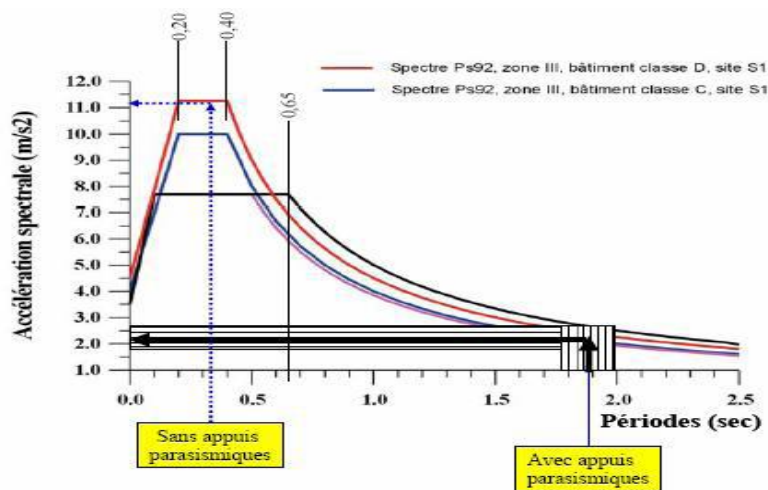


Figure I.1: L'effet des appuis parasismique [12]

I.5.Champs d'application des appuis parasismiques :

Les appuis parasismiques peuvent être utilisés pour n'importe quel type de structure que l'on désire protéger efficacement contre les dommages dus aux séismes. Particulièrement, pour les bâtiments stratégiques qui doivent demeurer opérationnels suite d'un séisme majeur tels que les hôpitaux, les bases nucléaires et les centres de décision des catastrophes, ainsi les bâtiments à forte densité de population. Sachant toujours que le recours à la technique d'isolation parasismique est préférable lorsque cette dernière fournit des avantages technico-économiques face à d'autres techniques de protection (par exemple le contreventement par voiles...).[13]

I.6.Les différents types des appuis parasismiques :

Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Certains ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- Appuis à déformation.
- Appuis à glissement.
- Appuis à déformation et glissement
- Appuis à roulement, etc.

I.6.1.Appuis à déformation :

Ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère, caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques métalliques (frettes)), ils sont caractérisés par les propriétés suivantes :

- La déformabilité horizontale est assurée par les couches d'élastomère, la rigidité verticale des appuis est assurée par la présence des frettes.
- L'amortissement correspondant varie entre 4% et 12%, un amortissement plus élevé peut être obtenu pour certains types d'élastomères, par conséquent ils sont sujets d'un fluage important : il est à noter que les élastomères sont défavorablement affectés par les variations de température.
- La résistance à la fatigue du caoutchouc est très élevée puisqu'une éprouvette de caoutchouc peut supporter sans rupture plus d'un million de cycles de chargement et de déchargement en traction avec une élongation de 100%.
- Le vieillissement du caoutchouc est actuellement très satisfaisant. Le caoutchouc est protégé contre l'ozone et l'oxygène de l'air par des produits incorporés dans le mélange au moment de la vulcanisation : en outre, les plaques d'acier sont revêtues d'une peinture anticorrosion à haute résistance et les amortisseurs sont protégés du rayonnement solaire direct. Il en résulte une durée de vie attendue au moins égale à celle de l'immeuble.
- Ces appuis sont très compacts, ils ne s'échauffent et ne brûlent que très lentement. En cas d'incendie, ils continueraient à supporter la charge bien après que l'immeuble soit hors d'usage. Néanmoins, il est prévu un certain nombre de butées limitant la flèche et, sur demande, les appuis peuvent être munis d'une coquille de protection spéciale.[12]

On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.



a) Appui en élastomère fretté

b) Appui en élastomère fretté avec amortisseur en barreau de plomb

Figure I.2 : Les différents types d'appuis à déformation [12]**I.6.2. Appuis à glissement :**

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement. Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Le débord de la plaque la plus grande doit au moins être égal à 1.2 fois le glissement maximal pour éviter la formation d'empreinte en cas d'absence durable de secousses, la plaque la plus grande doit être plus dure que la petite plaque (voir **Figure I.3 (a)**).

La réponse d'un bâtiment reposant sur ce type d'appui est conditionnée par le coefficient de frottement entre les plaques ainsi que la masse du bâtiment. L'intensité des forces sismiques horizontales transmises vers la structure et inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques. Le déplacement résiduel après un séisme de ces plaques est un problème qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage.

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique.[12]

Parmi ces appuis, on peut citer les appuis en pendules glissants qui comportent une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule (voir **Figure I.3 (b)**).



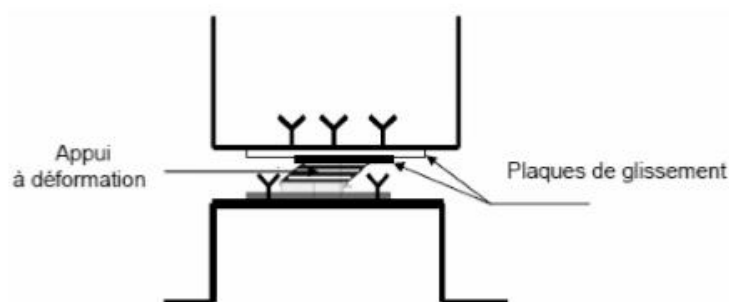
a) Appui à glissement

b) Appui en pendule glissant

Figure I.3: Les différents types d'appuis à glissement [12]**I.6.3. Les appuis à déformation et glissement :**

Il s'agit d'un dispositif combinant les deux types d'appuis, par l'association des plaques de glissement et des appuis à déformation (voir **Figure I.4**). Dans un premier temps, les isolateurs se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère.

Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent, il peut se produire plusieurs glissements. Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements de la superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à sa base. Ceci est particulièrement avantageux dans le cas des constructions sur fondations profondes, plus sensibles au cisaillement que les fondations superficielles.[12]

**Figure I.4 :** Appui à déformation et glissement [12]

I.6.4. Les appuis à roulement :

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques en acier ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (voir **Figure.I.5**). Selon la qualité du matériau du rouleau ou du roulement à billes, la résistance du système peut être suffisante pour pallier aux charges de services.

Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale. Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.[13]

Ce système est souvent utilisé pour la fabrication des machines contenant des vibrations. Et il est rarement utilisé dans les constructions de bâtiments à cause de son inconvénient majeur qui réside dans le blocage et le non mobilité de la bille centrale durant les années sans séisme, ce qui s'expose à son grippage en perdant sa capacité initiale pour un roulement correct pendant un séisme.

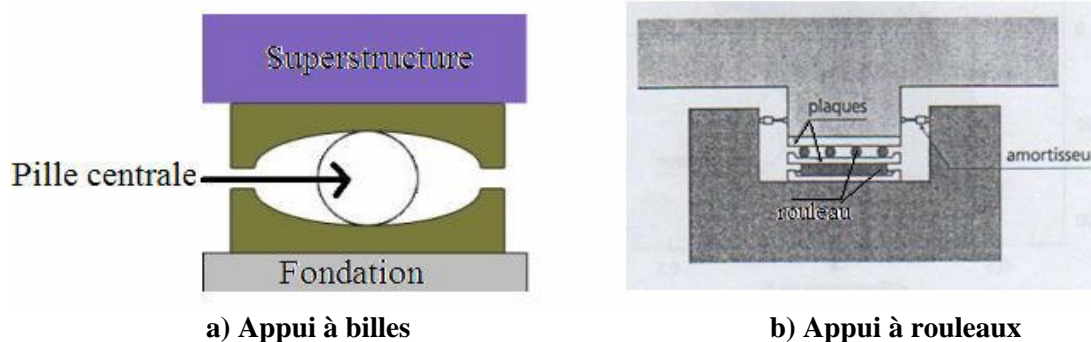


Figure I.5 : Appuis à roulements[13]

I.7. Critères de choix des appuis parasismiques :

La sélection des types d'appuis appropriés pour isoler la base des constructions nécessite une évaluation des caractéristiques mécaniques, des normes de performance sismique et des coûts de ces appuis parasismiques. Il est par ailleurs nécessaire de prendre en considération le rendement et l'entretien à long terme de ces appuis. Puisque l'élastomère synthétique (néoprène) peut durcir ou s'étirer, il est nécessaire d'effectuer des inspections périodiques afin d'assurer en tout temps de sa souplesse.

Par contre, les appuis à glissement ne nécessitent généralement aucun entretien. En plus, une autre considération qui régit le choix entre les appuis est l'état du sol. Les appuis à déformation perdent en grande partie leurs efficacités dans les sols mous, à longue période d'oscillation.

En effet, leurs périodes propres sont dans ce cas proches de la période d'excitation, donc proche de la résonance. Sur ces sols, les appuis à glissement conviennent mieux car pour des faibles coefficients de frottement des plaques, la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. D'autre part, l'association de plaques de glissement et d'appuis à déformation supprime les inconvénients que représentent ces appuis à déformation dans les sols meubles.

Les appuis à roulement sont très peu utilisés en raison de leurs inconvénients, dont les principaux sont le grippage éventuel du système en l'absence durable de mouvement et leur faible capacité d'amortissement ainsi leur sensibilité à l'action du vent.[14]

I.8. Les avantages et les inconvénients des appuis parasismique :

I.8.1. Les avantages des appuis parasismique :

- Le degré de protection pouvant être acquit est très éminent au niveau requis Une large réduction des forces sismiques agissantes sur la structure.
- Les ouvrages restent habituellement exploitables, même après les séismes terribles.
- Les dégâts sont faibles ou presque nuls à l'équipement et aux éléments non structuraux.
- Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis de nouvelle secousse.
- La diminution des charges sismiques permet de calculer la structure en hypothèse de comportement élastique. Ce calcul est bien maîtrisé et plus fiable que celui des constructions habituellement susceptibles de subir des déformations plastiques, qui font concept d'hypothèses approximatives.[14]

I.8.2. Les inconvénients des appuis parasismiques :

- Tous les ouvrages traversant le niveau des appuis (escaliers, ascenseurs, tuyauterie...) ou reliant le bâtiment avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures...) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations et plus particulièrement les réseaux de gaz et de protection contre l'incendie et les réseaux contenant des fluides polluants.
- Les joints de séparation entre deux bâtiments ou parties de bâtiment sur appuis parasismiques nécessitent des largeurs importantes. Toutefois l'existence de tels joints est rare.
- La rigidité et la masse des bâtiments sur appuis parasismiques ne doivent pas être modifiées par des travaux ultérieurs. Par conséquent, on ne peut transformer la structure, les cloisons, les façades ni tout autre élément lourd ou rigide sans refaire l'étude dynamique du système.
- Avant utilisation, tout système d'appuis parasismiques doit faire l'objet d'une validation technique destinée à déterminer ses caractéristiques de calcul, ainsi qu'à prouver sa fiabilité et sa durabilité.
- L'interface entre le bâtiment et les équipements externes doit être étudiée avec attention.[14]

I.9. Incidence sur le coût :

L'isolation parasismique augmente sensiblement le coût des bâtiments mais elle offre une protection supérieure à la protection réglementaire. Toutefois, on peut sensiblement réduire ce surcoût en optimisant ses différents paramètres du projet. On doit rapprocher ce surcoût au coût de l'endommagement évité, rapporté à la probabilité de récurrence des séismes pouvant provoquer ces niveaux de pertes.[15]

Chapitre II

Théories de base sur les appuis parasismiques

II.1.Fonctionnement et modélisation mathématique des appuis parasismiques :

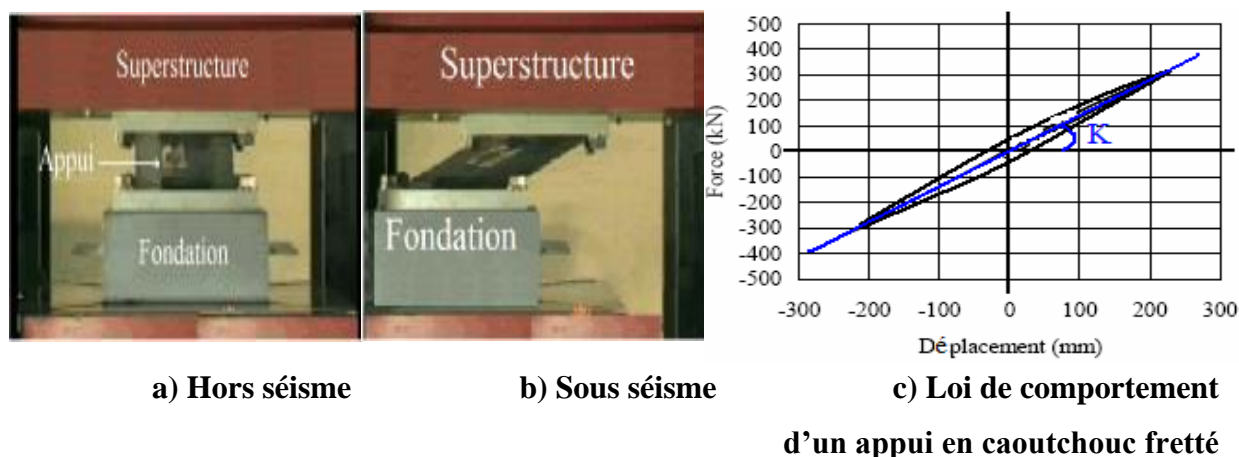
L'une des étapes essentielles dans une étude dynamique des structures isolées est la transformation de leur fonctionnement en un modèle mathématique.

L'analyse du comportement dynamique d'une structure sur isolateurs parasismiques soumise à une excitation sismique ne peut être effectuée sans que le comportement dynamique de ces derniers soit complètement défini.

L'évaluation exacte du comportement dynamique des appuis parasismiques est très complexe. Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important de bien comprendre leur fonctionnement afin de pouvoir choisir une modélisation adéquate à travers une bonne schématisation qui permet à la fois la traduction du comportement réel de l'appui ainsi que l'établissement des équations mathématiques simples à résoudre soit par des méthodes analytiques ou numériques.[16]

II.1.1.Appuis en caoutchouc fretté :

Le principe de fonctionnement de ce système est décrit dans la **Figure II.1**



FigureII.1 : Principe de fonctionnement [17]

Ce système d'appui est traduit par le modèle mathématique représenté dans la **Figure II.2** :

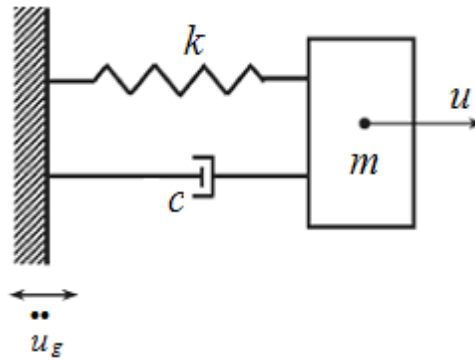


Figure II.2 : Modèle mathématique [17]

L'équation du mouvement :

Le système est soumis à l'accélération du sol \ddot{u}_g l'équation du mouvement est donnée comme suit :

$$m(\ddot{u}_g + \ddot{u}) + C\dot{u} + Ku = 0$$

où :

m : la masse de la superstructure.

$$\text{Donc : } m\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -m\ddot{u}_g$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g$$

Où :

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad \text{et} \quad 2\xi\omega = \frac{c}{m}$$

ξ : Coefficient d'amortissement

ω : pulsation de vibration

Chapitre III

Méthodes de calcul des structures isolées

III.1.Code parasismique :

Tandis que les critères généraux de la technique d'isolation sismique sont bien établis, les directives peuvent différer d'un pays à un autre dans les règles spécifiques visant les points suivants : l'Action sismique, la méthode de calcul, le système d'isolation et la superstructure.

Les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 décrivent les principes généraux de conception et de calcul requis pour l'étude des ouvrages résistants aux séismes. Ces règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux ouvrages importants tels que les ponts, barrages, grands réservoirs de stockage ou bâtiments de très grande hauteur. De même, le code ne donne aucune indication sur le calcul des bâtiments sur appuis parasismiques. Pour cette raison on doit recourir à d'autres règlements mondiaux pour mener des calculs sur les structures isolées. Parmi les codes les plus connus dans le monde, on a choisi les codes américains (UBC-97 et IBC-2000) pour la suite de notre étude.

III.1.1.Criteres de classification :

❖ Niveaux du mouvement sismique :

Tous les codes prévoient différents niveaux d'intensité du mouvement sismique. L'UBC-97 adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, qui sont :

- Le tremblement de terre de conception (DBE ; Design Basis Earthquake) : ce niveau du mouvement de tremblement de terre a une probabilité de 10% pour être excédé en 50 ans (la période de retour du tremblement de terre est de 475 années). Ce niveau est employé pour concevoir le système d'isolation, la superstructure, et l'infrastructure.
- Le tremblement de terre maximum (MCE ; Maximum Capable Earthquake) : est le niveau maximum de secousse sismique qui pourrait toucher le site où se trouve la structure. L'MCE est pris en tant que probabilité de 10% pour être dépassé en 100 ans (la période de retour du tremblement de terre est de 1000 années). Ce niveau est employé pour vérifier la stabilité du système d'isolation. [18]

III.2. Les méthodes de calcul des structures isolées :

L'analyse d'une structure isolée qui permet le calcul des forces sismiques peut être menée suivant les mêmes méthodes de calcul des structures non isolées avec une procédure plus complexe qui représente le comportement non linéaire du système d'isolation. Selon le code Américain UBC97 et le code international IBC2000, les structures isolées peuvent être analysées et calculées suivant trois méthodes :

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

III.2.1. La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente, définit en générale le mouvement sismique par un simple jeu de coefficients sismiques où les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Du fait que les critères de cette méthode sont restrictifs, elle ne peut être appliquée que dans la phase préliminaire de conception pour l'établissement d'un niveau minimum de déplacements de conception. [18]

La structure doit satisfaire les critères suivants :

- La structure est située à plus de 10Km d'une faille active.
- La structure est située sur un site avec $SI \leq 0.6g$ (SI est l'accélération spectrale de 5% d'amortissement au niveau MCE).
- La structure est située sur un site de classe A (roche dure), B (roche), C (Sol très dense et roche meuble) ou D (sol ferme).
- La structure au-dessus du plan d'isolation n'excède pas quatre étages ou 20m de hauteur.
- La période maximale du système d'isolation (TM) ne dépasse pas les 3.0 secondes.
- La période de conception de la structure isolée (TD) est trois fois plus grande que la période de la structure à base fixe.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est régulière en plan et en élévation.

Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :

- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% de déplacement maximum.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel.
- Les caractéristiques force et déplacement du système d'isolation sont indépendantes du taux de chargement et de la charge verticale et de la charge bilatérale.

a) Calcul déplacement :

Les deux déplacements de conception de base du système d'isolation à calculer sont D_D et D_M correspondants aux niveaux DBE et MCE respectivement. Ces déplacements sont calculés au centre de rigidité du système d'isolation selon UBC-97 article (14.7.3) en utilisant les formules suivants : [18]

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D}$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M}$$

Avec :

D_D : Déplacement minimal au centre de rigidité du système d'isolement dans la direction considérée.

D_M : Déplacement maximal au centre de rigidité du système d'isolement dans la direction considérée.

g : Accélération de la pesanteur.

C_{VD} , C_{VM} : Coefficient sismique prévus pour définir les ordonnées spectrales minimales à employer dans la conception, Il est donné selon l'UBC97.

T_D , T_M : sont les périodes effectives de la structure isolée aux niveaux DBE et MCE respectivement et sont déterminées comme suit selon UBC-97 article 14.7.3 :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K_{D\min}}}$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K_{M\min}}}$$

T_D : Période en seconde correspondante au déplacement minimal de conception.

T_M : Période en seconde correspondante au déplacement maximal.

W: Poids de la structure.

$K_{D\min}$, $K_{M\min}$: Les valeurs minimales des rigidités effectives ($K_{D\text{eff}}$, $K_{M\text{eff}}$) du système d'isolation en (KN/m) correspondant au déplacement de conception DD et DM respectivement.

Les rigidités effectives du système d'isolation sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) obtenues à partir des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype. Sont données par les équations suivantes :

$$K_{D\text{eff}} = \frac{F_D^+ + F_D^-}{D_D^+ + D_D^-}$$

$$K_{M\text{eff}} = \frac{F_M^+ + F_M^-}{D_M^+ + D_M^-}$$

Avec :

$F_D^+, F_D^-, F_M^+, F_M^-, D_D^+, D_D^-, D_M^+, D_M^-$: Sont respectivement les forces et les déplacements maximum ou minimum correspondant aux niveaux de réponse de DBE ou MCE sur les systèmes d'isolation de prototype employés dans les essais sous chargements cycliques.

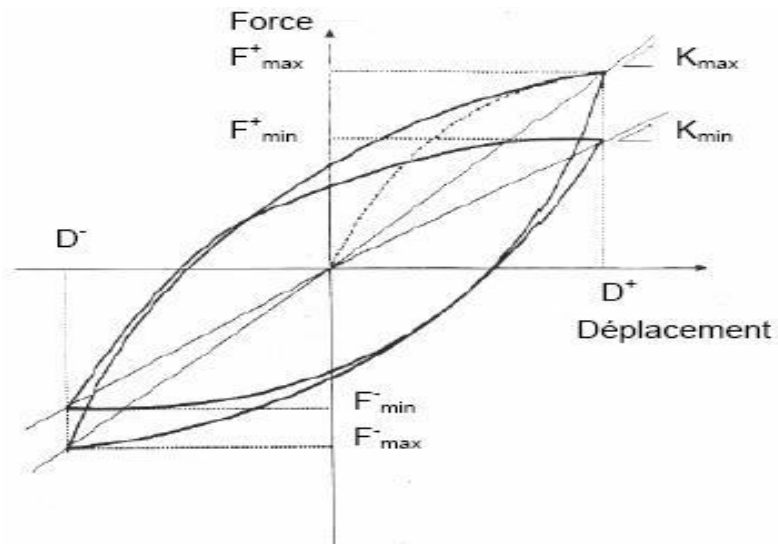


Figure III.1: Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique

B_D, B_M : Sont des coefficients reliés aux amortissements effectifs β_D, β_M du système d'isolation correspondant respectivement aux niveaux de réponse DBE et MCE, qui sont calculés par les formules suivantes :

$$B_D = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\text{la surface totale de la boucle hystérésis}}{K_{D\max} D_D^2} \right) \quad (\text{II. 7. UBC97})$$

$$B_M = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\text{la surface totale de la boucle hystérésis}}{K_{M\max} D_D^2} \right) \quad (\text{II. 8. UBC97})$$

Les coefficients d'amortissement B_D et B_M sont donnés en termes d'amortissement effectif β dans le tableau (A-16-C de l'UBC-97). De même, une approche d'approximation des valeurs du tableau :

$$\frac{1}{\beta} = 0.25(1 - \ln\beta)$$

b) Calcul le déplacement totale :

Il y a deux autres déplacements à calculer c'est le déplacement de calcul totale minimal D_{TD} et maximal D_{TM} l'emplacement d'une unité d'isolation dans une direction principale, comprenant le déplacement du aux déplacements de calcul minimal D_D et maximal D_M et celui du à la rotation de torsion autour d'un axe vertical. Ils sont donnés par les formules :(58-5) et (58-6) de l'UBC 97 [7].

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

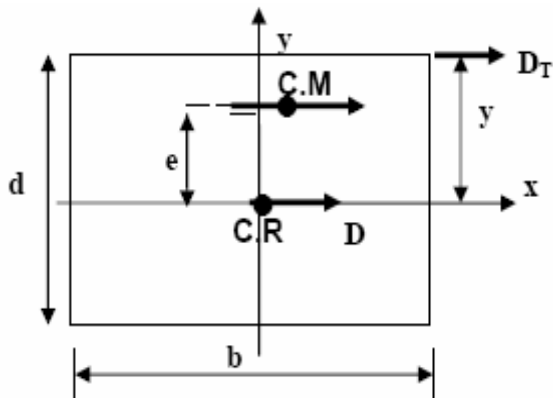


Figure III.2 : Dimensions en plan pour la Détermination du déplacement total

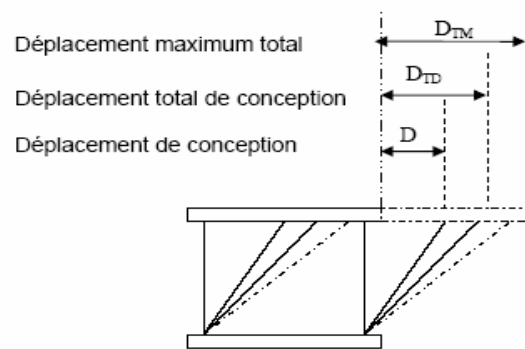


Figure III.3 : Déplacements du système d'isolation

III.2.2.Méthodes dynamiques :

L'analyse dynamique est exigée dans beaucoup de cas, en particulier dans les cas où les exigences pour l'analyse statique ne sont pas satisfaites. Elle est sous forme d'une analyse modale spectrale ou une analyse de réponses temporelles (analyse par accélérogrammes).

III.2.2.1. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale consiste en la recherche du maximale de réponse sur chacun des modes propres, dont on déduit la valeur maximale probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique. En effet, à l'opposé de la méthode statique équivalente, cette méthode permet d'analyser de nombreuses structures isolées.

L'application de la méthode dynamique modale spectrale est exigée dans les cas suivants :

- La structure au-dessus du plan d'isolation est irrégulière.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est de plus de quatre étages ou 20m de hauteur.
- La période effective de la structure isolée (T_D) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe ($T_D > 3T_F$).

a) Calcul le déplacement :

La méthode dynamique modale spectrale devrait produire presque les mêmes déplacements et les mêmes forces de conception comme ceux calculés en utilisant les formules statiques puisque les deux méthodes sont basées sur la même rigidité effective et le même amortissement du système d'isolation. Si les déplacements et les forces de conception prévus par l'analyse modale spectrale sont inférieurs aux valeurs trouvées par la méthode statique équivalente, des valeurs minimales doivent être prises en considération par les codes pour les déplacements et les forces de conception et les déplacements inter étages obtenus par la méthode dynamique modale spectrale. Par exemple : le déplacement total de conception D_{TD} pour le système d'isolation peut être réduit par la méthode dynamique pas moins de 90% de celui donné par la formule statique et le déplacement maximum total D_{TM} peut être réduit pas moins de 80% de celui donné par la formule statique.

Les codes autorisent une autre réduction en remplaçant les déplacements de conception D_D et D_M des formules statiques par D'_D et D'_M comme suit (UBC 59–1.1, 59–2) :

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}}$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}}$$

Avec :

T : étant la période de la superstructure dans le cas conventionnel avec une base fixe calculée par la formule empirique du code.

Cette réduction tient compte de la flexibilité de la superstructure parce que les formules statiques supposent que la superstructure est rigide, par contre n'importe quelle flexibilité et déplacement de la superstructure tendraient à diminuer le déplacement dans le système d'isolation.

III.2.2.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale. Cette méthode est plus précise pour la représentation de l'action sismique ainsi que pour le calcul non linéaire des structures isolées ; elle nécessite un ou plusieurs accélérogrammes ainsi que la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse de la structure.

Les codes exigent l'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes dans les cas suivants :

- La structure située sur un site de classe E (sols meuble ; mouvement de longue période) ou F (Sols sujets aux problèmes de liquéfaction).
- La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30% (Parce que les niveaux élevés de l'amortissement conduisent à la participation des modes supérieurs dans la réponse).
- La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.

Les codes exigent d'autres conditions sur la manière dont les mouvements des sols utilisés comme réponses temporelles doivent être appliqués dans la conception et l'analyse des structures isolées, ces conditions sont :

- Au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées devraient être choisies et employées.
- Les réponses temporelles devraient montrer les durées de mouvements forts conformément aux magnitudes et aux caractéristiques de source des mouvements du sol.
- Les réponses temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 kilomètres des failles actives majeures devraient incorporer les phénomènes de failles proches.
- Si les enregistrements appropriés ne sont pas disponibles, des enregistrements simulés appropriés peuvent être employés pour composer tout le nombre des enregistrements requis.
- Pour chaque composante des paires du mouvement du sol horizontal, un spectre de 5% d'amortissement doit être construit et le spectre résultant doit être combiné selon la combinaison SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) des deux spectres.
- Par suite, les réponses temporelles doivent être normalisées (multipliées par un facteur) telle que la valeur moyenne du spectre de SRSS ne tombe pas au-dessous de 1.3 du spectre de conception correspondant à 5% d'amortissement (DBE ou MCE) et par un excédent de plus de 10% sur un intervalle de période de $0.5T_D$ à $1.25T_M$ où T_D et T_M sont les périodes d'isolation effectives correspondantes respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.

Chapitre IV

Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

IV.1.Méthodologie :

Pour le dimensionnement des isolateurs parasismiques, nous allons utiliser la conception suivante :[19]

1. Chercher à utiliser le nombre minimum d'appuis parasismiques qui doivent être placé sous les poteaux de grandes charges gravitaires.
2. Calculer les dimensions de l'isolateur de telle sorte que la période de la structure va être allongée afin de réduire les efforts sismiques.
3. Choisir le coefficient d'amortissement de l'isolateur de telle sorte que le déplacement de la structure soit limiter vis-à-vis le vent et les ouvrages adjacents.
4. Vérifier la performance de l'isolateur sous les différentes charges de gravité, vent, température, séisme ...etc.

Dans ce qui suit, nous allons exposer la méthode de dimensionnement des appuis en élastomère fretté, ayant un amortissement élevé.

IV.1.1.Appuis en élastomère fretté ayant un amortissement élevé :

Le système d'isolation dans notre cas est des appuis en élastomère fretté placés d'une façon concentrique sous chaque poteau, Ce système d'appuis est caractérisé par une bonne qualité du caoutchouc utilisée.

On doit présenter les différentes étapes à suivre pour dimensionner un appui parasismique donné, selon le règlement américain UBC97.

IV.1.1.1.Dimensionnement :

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

1. Déterminer le facteur zone sismique Z correspondant à partir de (Tableau 16-I, UBC97).
2. Déterminer le type de profil de sol à partir (Tableau 16-J, UBC97).
3. la déformation angulaire γ_{max} et le coefficient d'amortissement effectif ξ_{eff} de l'appui.
4. Choisir les propriétés matérielles, E (module de Young) et G (module de cisaillement) à partir d'un tableau des données.

5. Calculer la hauteur totale du caoutchouc (t_r) par la formule suivante :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{\max}}$$

6. Calculer la surface A de l'appui et l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc :

- a) Choisir le facteur de forme S qui doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{K_V}{K_H} = \frac{\frac{E_c A}{t_r}}{\frac{GA}{t_r}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E(1 + 2KS^2)}{G} \geq 400 \text{ pour } S > 10$$

Avec :

K_V : La rigidité verticale effective de l'appui.

K_H : La rigidité horizontale effective de l'appui.

E_c : Le module de compression de l'ensemble (caoutchouc- frette).

$$E_c = E(1 + 2KS^2)$$

A : La section transversale (la surface chargée) de l'appui (**Fig.IV.1**).

K : Facteur de modification.

S : Facteur de forme $\frac{A}{A_f}$

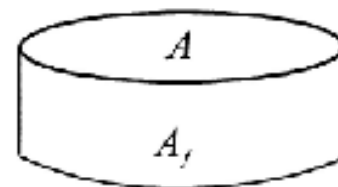


Figure IV.1 : La surface chargée et la surface

A_f : La surface latérale (la surface libre) de l'appui.

La condition : $\frac{K_V}{K_H} \geq 400$ pour $S > 10$ doit être vérifiée afin que l'effet P- Δ devient négligeable dans le calcul de K_H .

Les constantes G, E, k sont reliées à la qualité du caoutchouc :

Qualité du caoutchouc IRHD ±2	E (N/cm ²)	G (N/cm ²)	K
30	92	30	0.93
35	118	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.80
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	753	173	0.53
75	940	222	0.52

Tableau.IV.1 : Les constantes G, E, k

b) Déterminer la section A₀ de l'appui par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7.84 \text{ MN/m}^2$$

Avec :

σ_c : La contrainte admissible.

P_u : La combinaison des charges verticales G et Q à l'E.L.U.

c) Déterminer la section A₁ de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale P_u :

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c = 6S \frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

Avec :

ε_b : L'allongement du caoutchouc à la rupture, Il est limiter à $\frac{\varepsilon_b}{3}$ par une association américaine.

ε_c : La déformation verticale de compression, elle est donnée par :

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{t_r} = \frac{P_u}{E_c A}$$

Δ_c : Le déplacement de l'appui dû à la compression

d) Obtenir la section minimale A_{sf} à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement.

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} t_r}{G}$$

Utiliser A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'appui et calculer la section

$A_2 = A_{re}$ par la formule suivante :

$A_{re} = L(B - \Delta_s)$ Pour un appui rectangulaire.

$A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin\beta)$ Pour un appui circulaire.

Avec : $\beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{\Delta_s}{d} \right)$

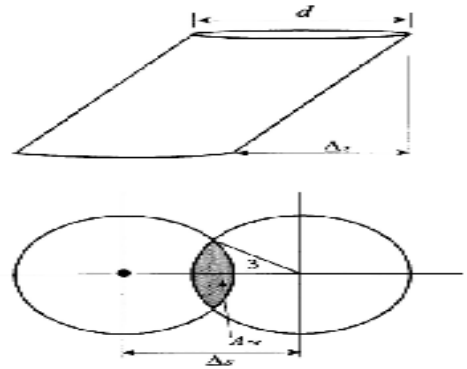


Figure IV.2 : La section réduite

- Calcul de Δ_s (Article 7.5.2.2 Eurocode 8) :

$$\Delta_s = \Delta_{Ex}^2 + \Delta_{Ey}^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{Ex} = \gamma_x D_M \quad \text{et} \quad \Delta_{Ey} = \gamma_y D_M \\ \gamma_x = \frac{0.8}{\sqrt{a_x}} \quad \text{et} \quad \gamma_y = \frac{0.8}{\sqrt{a_y}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_x = \frac{S_{gx}}{g} = \frac{0.537g}{g} = 0.537 \\ a_y = \frac{S_{gy}}{g} = \frac{0.501g}{g} = 0.501 \end{array} \right.$$

Avec :

S_{gx} : Accélération maximale pour la composante longitudinale =0.537g.

S_{gy} : Accélération maximale pour la composante transversale =0.501g.

Où :

L,B: les dimensions en plan de l'appui perpendiculaire en parallèle au déplacement respectivement.

e) La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculées : A_0 , A_1 et A.

f) Déterminer les dimensions de l'appui à partir de la section calculée A.

7. Calculer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t et le nombre N des couches de caoutchouc.

a) Utiliser le facteur de forme S et les dimensions de l'appui pour déterminer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t :

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{LB}{2(L+B)t} \quad \text{Pour un appui rectangulaire.} \\ S = \frac{\pi d^2}{4\pi dt} = \frac{d}{4t} \quad \text{Pour un appui circulaire.} \end{array} \right.$$

Où :

L, B : Les dimensions en plan de l'appui rectangulaire ($L \leq B$).

d : Le diamètre de l'appui circulaire.

b) Utiliser $t_r = N \times t$ pour déterminer le nombre N.

8. Calculer l'épaisseur d'une seule frette d'acier t_s par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1})P_u}{A_{re}F_s} \geq 2 \text{ mm}$$

Avec :

t_i, t_{i+1} : Les épaisseurs des couches de caoutchouc situées en dessous et en dessus d'une frette d'acier.

$$F_s = 0.6F_y$$

F_y : La limite d'élasticité des frettes ($F_y=274.4\text{MN/m}^2$).

9. Tous les paramètres déterminés de l'appui doivent vérifier les conditions de résistance au cisaillement et de stabilité expliquées ci-dessus. Si cette vérification n'est pas satisfaisante, il faut refaire toutes les étapes.

IV.1.1.2.Vérification des conditions de résistance et de stabilité :

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :[20]

a) La résistance au cisaillement sous la charge verticale P_u :

$$\gamma_c = 6S \frac{P_u}{E_c A_r} \leq \frac{\epsilon_b}{3}$$

b) La stabilité au flambement :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \begin{cases} \frac{\pi G S d}{2\sqrt{2} t_r} \text{ Pour un appui circulaire.} \\ \frac{\pi G S L}{\sqrt{6} t_r} \text{ Pour un appui rectangulaire.} \end{cases}$$

Avec :

σ_c : La contrainte de compression appliquée sur l'appui.

σ_{cr} : La contrainte critique de flambement.

c) La résistance au cisaillement sous séisme :

Tel que :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75\varepsilon_b$$

$$\gamma_{sc} = 6S \frac{P'_u}{E_c A_{re}}$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r}$$

$$\gamma_{sr} = \frac{12D_e}{b^2 + d^2}$$

Avec :

γ_{sc} : Le cisaillement dû à la compression.

P'_u : La combinaison des charges G, Q et E.

γ_{eq} : Le cisaillement dû au séisme.

γ_{sr} : Le cisaillement dû à la rotation.

θ : L'angle de rotation de l'appui produit par le séisme.

e : L'excentricité théorique + (l'excentricité accidentelle=5%).

b, d : Les dimensions en plan de la structure.

$$d) D \leq \delta_{roll-out} = \frac{P'_u L}{P'_u + K_{eff} h}$$

Avec :

h : La hauteur totale de l'appui (Caoutchouc + frette).

$$F \cdot h = P'_u (L - \delta_{roll-out}) \rightarrow F = K_{eff} \delta_{roll-out}$$

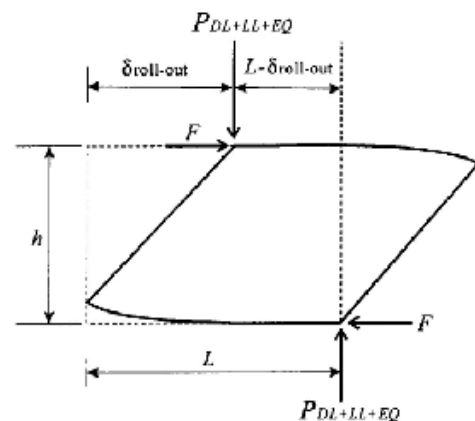


Figure IV.3 : Position de l'appui sous séisme

IV.1.2.Exemple de calcul :

L'étude est appliquée sur une structure R+5 sans contreventement en utilisant des appuis parasismique (élastomère fretté).

a) Méthode statique équivalente :

Vu que la structure est vérifiée tous les critères d'application de la méthode statique équivalente, donc elle est applicable.

Les données :

Le coefficient d'accélération de zone : $A = 0.15$.

Le facteur de qualité : $Q = 1.30$.

Le coefficient de comportement : $R = 3.5$.

Le pourcentage d'amortissement : $\varepsilon = 7 \%$.

La catégorie du site S_1 : $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.30 \text{ sec.} \end{array} \right.$

La période calculée : $T_x = 0.34 \text{ sec.}$

La période calculée : $T_y = 0.37 \text{ sec.}$

- Centres de masse et de rigidité :

Niveau	Hauteur (m)	Masse (t)	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
Niveau 1	3.06	449.33581	11.55	10.165	11.552	10.221
Niveau 2	3.06	449.3581	11.55	10.165	11.551	10.313
Niveau 3	3.06	442.9253	11.55	10.165	11.55	10.396
Niveau 4	3.06	437.3758	11.55	10.166	11.55	10.458
Niveau 5	3.06	436.1912	11.553	10.166	11.551	10.494
Niveau 6	3.06	400.882	11.55	10.19	11.551	10.493

Tableau IV.2 : centres de masse et de rigidité

- Périodes et facteurs de contribution modale :

Mode	Période	U _x	U _y	Cum U _x	Cum U _y
1	0.436393	70.6575	0.0001	70.6575	0.0001
2	0.355684	0.0001	69.1862	70.6575	69.1863
3	0.313363	0.0813	0	70.7388	69.1863
4	0.108883	18.5098	0	89.2486	69.1863
5	0.07979	0	21.1233	89.2486	90.3096
6	0.071448	0.0001	0	89.2487	90.3096
7	0.048929	6.7292	0.0001	95.978	90.3097
8	0.036389	0.0002	6.4046	95.978	96.7143
9	0.032668	0	0	95.9781	96.7143
10	0.030475	2.7075	0.0004	98.6856	96.7174
11	0.023629	0.0022	2.2643	98.6878	98.979
12	0.02284	1.0149	0.0045	99.7072	98.9834

Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de contribution modale

- **Distribution des efforts tranchants selon la hauteur :**

Niveau	V_{kx} (KN)	V_{kx} (KN)
Niveau 1	1700.34	1938.8
Niveau 2	1586.19	1806.32
Niveau 3	1415.15	1605.53
Niveau 4	1200.53	1362.27
Niveau 5	933.96	1071.47
Niveau 6	573.99	656.12

Tableau IV.4: Distribution des efforts tranchants.

b) Description et dimensionnement du système d'isolation :

Parmi les appuis, notre choix est porté sur les appuis en élastomère fretté, Le système d'isolation est posé sur 45 poteaux, chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui revient. Donc on va calculer les dimensions de l'appui pour le poteau le plus chargé verticalement C31.

La période de conception du système d'isolation (T_D) est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure 3 fois à T (T : est la période de la structure encastree).

$$T_D > 3T \Rightarrow T_D > 3 \times 0.44 \Rightarrow T_D > 1.32, \text{ On prend } T_D = 1.5 \text{ sec.}$$

$$\gamma_{\max} = 1.5$$

On choisit un $\xi_{\text{eff}} = 20\%$ donc le corrige ci-après $\Rightarrow B_D = 1.5$

$$C = ZNS_I$$

$$Z = 0.15 \text{ (Zone IIa).}$$

$$N = 1 \text{ (distance à la faille } \geq 15 \text{ Km).}$$

$$S_I = 1.4 \text{ (rocheux).}$$

$$C = 0.15 \times 1 \times 1.4 = 0.21$$

1. La détermination de la rigidité horizontale effective k_{eff} et le déplacement maximum de conception D de l'appui :

La charge verticale W supportée par l'appui est égale à : 1204.73KN.

$$K_{\text{eff}} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2 = \frac{1204.73}{9.81} \left(\frac{2\pi}{1.5} \right)^2 = 2154.75 \text{ KN/m.}$$

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) C_{T_D}}{B_D} = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2} \right) \times 0.21 \times 1.5}{1.5} = 0.05 \text{ m.}$$

2. Le choix des propriétés matérielles : E , G , k (qui correspond la qualité du caoutchouc

IRHD $\pm 2= 60$) à partir du Tableau.IV.1.

$$E= 4450 \text{ KN/m}^2, \quad G=1060 \text{ KN/m}^2, \quad k=0.57$$

3. Le calcul de la hauteur totale du caoutchouc t_r de l'appui qui est donnée par la formule :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{\text{max}}} = \frac{0.05}{1.5} = 0.03 \text{ m}$$

4. Le calcul de la surface A et l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc :

a) Le choix du facteur de forme S :

$$\frac{K_V}{K_H} = \frac{\frac{E_C A}{t_r}}{\frac{G A}{t_r}} = \frac{E_C}{G} = \frac{E(1 + 2KS^2)}{G} \geq 400 \rightarrow \frac{4450(1 + 2 * 0.57 * S^2)}{1060} \geq 400 \rightarrow S > 9.09$$

$$\rightarrow S = 20$$

$$E_C = E(1 + 2KS^2) = 4450(1 + 2 \times 0.57 \times 20^2) = 2033650 \text{ KN/m}^2.$$

b) La détermination de la section A_0 par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7.84 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \rightarrow A_0 = \frac{1204.73}{7840} \rightarrow A_0 = 0.16 \text{ m}^2$$

c) La détermination de la section A_1 de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale P_u :

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c = 6S \frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \rightarrow A_1 = \frac{18 \times 20 \times 1204.73}{5 \times 2033650} \rightarrow A_1 = 0.043 \text{ m}^2$$

d) Obtenir la section minimale A_{sf} à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement.

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} t_r}{G} = \frac{2154.75 \times 0.03}{1060} = 0.06 \text{ m}^2$$

Utiliser A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'appui et calculer la section

$A_2 = A_{re}$ par la formule suivante :

$d = 0.30$ m de la section A_{sf} .

$$A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta).$$

$$\text{Avec : } \beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{A_s}{d} \right) = 2 \cos^{-1} \left(\frac{0.189}{0.30} \right) = 2.47 \text{ rd.}$$

$$A_2 = A_{re} = \frac{0.3^2}{4} (2.47 - 0.7) = 0.040 \text{ m}^2$$

e) La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculées (A_0 , A_1 et A_2) :

$$A = \max (A_0, A_1, A_2) = \max (0.16, 0.043, 0.040) = 0.16 \text{ m}^2$$

5. Le calcul de l'épaisseur d d'une seule couche en caoutchouc t et le nombre N des couches en caoutchouc.

a) L'utilisation du facteur de forme S et les dimensions d'une seule couche de caoutchouc pour la détermination de l'épaisseur t :

$$S = \frac{d}{4t} \rightarrow t = \frac{d}{4S} = \frac{0.3}{4 \times 20} = 0.004 \text{ m.}$$

b) Utiliser $t_r = N \times t$ pour déterminer le nombre N .

$$N = \frac{t_r}{t} = \frac{0.03}{0.004} = 8$$

6. Le calcul de l'épaisseur d'une seule frette d'acier t_s par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1})P_u}{A_{re}F_s} \geq 2 \text{ mm} \rightarrow \frac{2 \times 2 \times 0.004 \times 1204.73}{0.040 \times 0.6 \times 274400} = 1.65 \text{ on prend } t_s = 2 \text{ mm}$$

La hauteur totale h est égale à :

$$h = t_r + 25 \times t_s + 2 \times 2.5 = 85 \text{ mm}$$

7. Vérification des conditions de résistance et de stabilité :

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

a) La résistance au cisaillement sous la charge verticale P_u :

$$\gamma_c = 6S \frac{P_u}{E_c A} \leq \frac{\epsilon_b}{3} = \frac{6 \times 20 \times 1204.73}{2033650 \times 0.16} = 0.44 < \frac{5}{3} = 1.66$$

b) La stabilité au flambement :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{1204.73}{0.16} = 7529.56 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{cr} = \frac{\pi G S d}{2\sqrt{2} t_r} = \frac{3.14 \times 1060 \times 20 \times 0.3}{2.83 \times 0.03}$$

$$= 235222.6148 \text{ KN/m}^2$$

c) La résistance au cisaillement sous séisme :

Telque:

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75 \epsilon_b$$

$$\gamma_{sc} = 6S \frac{P_u}{E_c A_{re}} = 6 \times 20 \times \frac{905.95}{2033650 \times 0.040} = 1.33$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r} = \frac{0.05}{0.03} = 1.67$$

$$\gamma_{sr} = \frac{12De}{b^2 + d^2} = \frac{12 \times 0.05 \times 0.303}{(20)^2 + (23.50)^2} = 0.0002$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 1.33 + 1.67 + 0.0002 = 3 \leq 0.75\varepsilon_b = 3.75 \rightarrow CV$$

$$d) D=0.07 \leq \delta_{rol-out} = \frac{P'_u L}{P'_u + K_{eff} h} = \frac{905.95 \times 0.3}{905.95 + 2154.75 \times 0.085} = 0.25 \Rightarrow CV$$

Les dimensions géométriques de l'appui sont :

Le diamètre de l'appui : $d = 0.30$ m.

La hauteur totale de l'appui : $h = 0.085$ m.

Le nombre de couches de caoutchouc : $N_c = 8$.

L'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc : $t = 0.004$ m.

Le nombre de couches d'acier : $N_s = 7$.

L'épaisseur d'une seule couche d'acier : $t_s = 2$ mm.

L'épaisseur de la plaque de montage = 2.5 cm.

Les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :

La rigidité effective : $k_{eff} = 2154.75$ KN/m²

Le coefficient d'amortissement effectif : $\varepsilon_{eff} = 20\%$

Les caractéristiques du système d'isolation sont résumées dans le Tableau. IV.5 :

Poteau	T_D (S)	W (KN)	D (m)	d (mm)	h (mm)	N_c	t (mm)	N_s	t_s (mm)	K_{eff} (KN/m)	ε_{eff} (%)
C31	1.5	1204.74	0.05	300	85	8	4	7	2	2154.75	20

Tableau IV.5: Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.

Les résultats obtenus après introduction des appuis parasismique sont classes dans les tableaux ci- dessous :

• **Périodes et facteurs de contribution modale :**

Mode	Période	U_x	U_y	Cum U_x	Cum U_y
1	0.861335	0	79.9131	0	79.9131
2	0.791631	2.9310	0.0007	2.9310	79.9138
3	0.679630	77.3471	0	99.6646	99.7707
4	0.288371	0.0012	11.1349	99.7382	99.7709
5	0.278632	1.1186	0.0050	99.7382	99.7782
6	0.254447	10.3239	0.0048	99.7386	99.8362
7	0.163384	0.041	4.2121	99.7307	99.8362
8	0.156622	0.3128	0.0008	99.9707	99.8330
9	0.147697	3.5353	0.0046	99.9710	99.9780
10	0.108165	0.0018	2.5519	99.9755	99.9780
11	0.105487	0.2890	0	99.9755	99.9784
12	0.100698	2.2094	0.0020	99.9756	99.9849

Tableau IV.6 : Périodes et facteurs de contribution modale

• **Les déplacements :** (Les déplacements sont en mètre)

Niveau	Diaphragme	U_x	δ_{ekx}	U_y	δ_{eky}
Niveau 6	D ₆	0.0175	0.0846	0.029	0.0957
Niveau 5	D ₅	0.0156	0.0837	0.0262	0.0953
Niveau 4	D ₄	0.0131	0.0837	0.0219	0.0942
Niveau 3	D ₃	0.0097	0.0825	0.0161	0.0936
Niveau 2	D ₂	0.0064	0.0802	0.01	0.0929
Niveau 1	D ₁	0.0025	0.0791	0.0039	0.0922

Tableau IV.7 : les déplacements selon les directions x et y

- **Les efforts tranchants :**

Niveau	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)
Niveau 1	1035.15	1051.12
Niveau 2	954.22	980.72
Niveau 3	818.91	864.89
Niveau 4	624.24	724.55
Niveau 5	462.35	554.26
Niveau 6	357.86	326.19

Tableau IV.8 : les efforts tranchants selon x et y

Puisque la période de conception du système d'isolation (T_D) est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure à 3 fois T (T : est la période de la structure encastree) et d'après le calcul ($T_D > 1.32$) donc on peut prendre $T_D = 1.5$ sec comme on peut le prend aussi $T_D = 2$ sec.

Donc on fera les mêmes étapes pour $T_D = 2$ sec pour voir le rôle d'augmentation de la période dans la structure avec une petite comparaison.

Les dimensions géométriques de l'appui sont :

Le diamètre de l'appui : $d = 0.30$ m

La hauteur totale de l'appui : $h = 0.105$ m

Le nombre de couches de caoutchouc : $N_c = 13$

L'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc : $t = 0.005$ m

Le nombre de couches d'acier : $N_s = 12$

L'épaisseur d'une seule couche d'acier : $t_s = 2$ mm

L'épaisseur de la plaque de montage = 2.5 cm

Les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :

La rigidité effective : $k_{eff} = 1212.049 \text{ KN/m}^2$.

Le coefficient d'amortissement effectif : $\varepsilon_{eff} = 20\%$.

Les caractéristiques du système d'isolation sont résumées dans le Tableau. IV.9 :

Poteau	T_D (sec)	W (KN)	D (m)	d (mm)	h (mm)	N_c	t (mm)	N_s	t_s (mm)	K_{eff} (KN/m)	ε_{eff} (%)
C31	2	1204.73	0.07	300	105	13	4	12	2	1212.049	20

Tableau IV.9: Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.

Les résultats obtenus après introduction des appuis parasismique sont classes dans les tableaux ci- dessous :

- **Périodes et facteurs de contribution modale :**

Mode	Période	U_x	U_y	Cum U_x	Cum U_y
1	0.861335	0.0002	79.9113	0.0002	79.9113
2	0.81022	4.4412	0.0016	4.4414	79.9129
3	0.707832	75.5251	0	99.6647	99.7735
4	0.288377	0.0011	11.1356	99.7382	99.7737
5	0.278772	1.1675	0.0052	99.7382	99.7781
6	0.254604	10.5473	0.0049	99.7382	99.8186
7	0.163384	0.041	4.2122	99.7386	99.8186
8	0.156656	0.3218	0.0008	99.9707	99.8373
9	0.147802	3.5876	0.0046	99.9707	99.9793
10	0.108165	0.0017	2.552	99.9709	99.9795
11	0.105536	0.2914	0	99.9755	99.9795
12	0.100791	2.1652	0.002	99.9756	99.9835

Tableau IV.10 : Périodes et facteurs de contribution modale

- **Les déplacements :** (Les déplacements sont en mètre)

Niveau	Diaphragme	U_x	δ_{ekx}	U_y	δ_{eky}
Niveau 6	D ₆	0.0121	0.0889	0.015	0.0980
Niveau 5	D ₅	0.0108	0.0881	0.0136	0.0972
Niveau 4	D ₄	0.0091	0.0874	0.0115	0.0969
Niveau 3	D ₃	0.0067	0.0867	0.0085	0.0961
Niveau 2	D ₂	0.0044	0.0864	0.0054	0.0955
Niveau 1	D ₁	0.0018	0.0852	0.0021	0.0943

Tableau IV.11 : les déplacements selon les directions x et y

- **Les efforts tranchants :**

Niveau	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)
Niveau 1	1062.94	1051.12
Niveau 2	984.78	980.71
Niveau 3	855.23	864.89
Niveau 4	695.35	724.55
Niveau 5	510.45	554.26
Niveau 6	350.39	326.2

Tableau IV.12 : les efforts tranchants selon x et y

IV.2.Conclusion :

Les appuis parasismiques jouent un rôle important dans la structure isolée pour améliorer la fiabilité lors d'un séisme et elle offre une meilleure réduction d'effet sismique sur le bâtiment en termes de déplacement relatifs et la Période et facteurs de contribution modale et les efforts tranchants, par conséquent puisque la période T_D augmente plus on a une meilleure réduction d'effet sismique avec l'augmentation des dimensions géotechniques de l'appui et la rigidité effective sera inférieure que la rigidité de la période ($T_D = 1.5$ Sec) ,mais dans les deux cas les appuis parasismiques protégés de mieux en mieux la structure contre les forces sismiques.

3^{ème} Partie :

Étude comparative de la
structure avec et sans
système d'isolation avec
l'influence de la hauteur

Chapitre I

Étude comparative de
la structure avec et
sans système
d'isolation

I.1.Introduction :

L'étude comparative des réponses dynamique (les périodes, les déplacements, les efforts tranchants) entre structure isolée et la même structure encastree. Cette comparaison est faite à l'aide d'un même programme numérique d'analyse dynamique des structures (ETABS).

I.2.Etude comparative :

I.2.1.Périodes et facteurs de contribution modale :

Les résultats des périodes obtenues pour les deux types de structures sont :

- **Structure sans le système d'isolation :**

Mode	Période	U _x	U _y	Cum U _x	Cum U _y
1	0.436393	70.6575	0.0001	70.6575	0.0001
2	0.355684	0.0001	69.1862	70.6575	69.1863
3	0.313363	0.0813	0	70.7388	69.1863
4	0.108883	18.5098	0	89.2486	69.1863
5	0.07979	0	21.1233	89.2486	90.3096
6	0.071448	0.0001	0	89.2487	90.3096
7	0.048929	6.7292	0.0001	95.978	90.3097
8	0.036389	0.0002	6.4046	95.978	96.7143
9	0.032668	0	0	95.9781	96.7143
10	0.030475	2.7075	0.0004	98.6856	96.7174
11	0.023629	0.0022	2.2643	98.6878	98.979
12	0.02284	1.0149	0.0045	99.7072	98.9834

Tableau I.1: Périodes et facteurs de contribution modale

- **Structure avec le système d'isolation :**

Mode	Période	U_x	U_y	Cum U_x	Cum U_y
1	0.861335	0	79.9131	0	79.9131
2	0.791631	2.9310	0.0007	2.9310	79.9138
3	0.679630	77.3471	0	99.6646	99.7707
4	0.288371	0.0012	11.1349	99.7382	99.7709
5	0.278632	1.1186	0.0050	99.7382	99.7782
6	0.254447	10.3239	0.0048	99.7386	99.8362
7	0.163384	0.041	4.2121	99.7307	99.8362
8	0.156622	0.3128	0.0008	99.9707	99.8330
9	0.147697	3.5353	0.0046	99.9710	99.9780
10	0.108165	0.0018	2.5519	99.9755	99.9780
11	0.105487	0.2890	0	99.9755	99.9784
12	0.100698	2.2094	0.0020	99.9756	99.9849

Tableau I.2: Périodes et facteurs de contribution modale

a) Période :

D'après l'analyse dynamique des deux structures, ces résultats montrent que la période obtenue pour la structure isolée est plus grande que celle obtenue par la structure encastree. En effet, ce décalage de la période est la raison principale de l'efficacité du système d'isolation.

b) Les facteurs de contribution modale :

Pour la structure isolée, le mode fondamental a un facteur de contribution modale dépassant les 99% ce qui nous permet de dire que la réponse de cette structure est régie par les premiers modes, 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 encastree, et cela nous permet de conclure que la structure isolée réagit comme un corps rigide.

I.2.2. Déplacement : (Les déplacements sont en mètre)

Le tableau et les figures suivantes montrent une comparaison des déplacements des niveaux des deux structures (encastrée et isolée) dans les deux directions X et Y.

Niveau	Diaphragme	Sans le système d'isolation				Avec le système d'isolation			
		U_x	δ_{ekx}	U_y	δ_{eky}	U_x	δ_{ekx}	U_y	δ_{eky}
Niveau 6	D ₆	0.0062	0.0056	0.0049	0.0043	0.0175	0.0846	0.029	0.0957
Niveau 5	D ₅	0.0048	0.0045	0.0039	0.0034	0.0156	0.0837	0.0262	0.0953
Niveau 4	D ₄	0.0037	0.0034	0.0028	0.0025	0.0131	0.0825	0.0219	0.0942
Niveau 3	D ₃	0.0024	0.0022	0.0018	0.0016	0.0097	0.0813	0.0161	0.0936
Niveau 2	D ₂	0.0013	0.0012	0.0009	0.0008	0.0062	0.0802	0.01	0.0929
Niveau 1	D ₁	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003	0.0025	0.0791	0.0039	0.0922

Tableau I.3: les déplacements de deux structures selon les directions X et Y

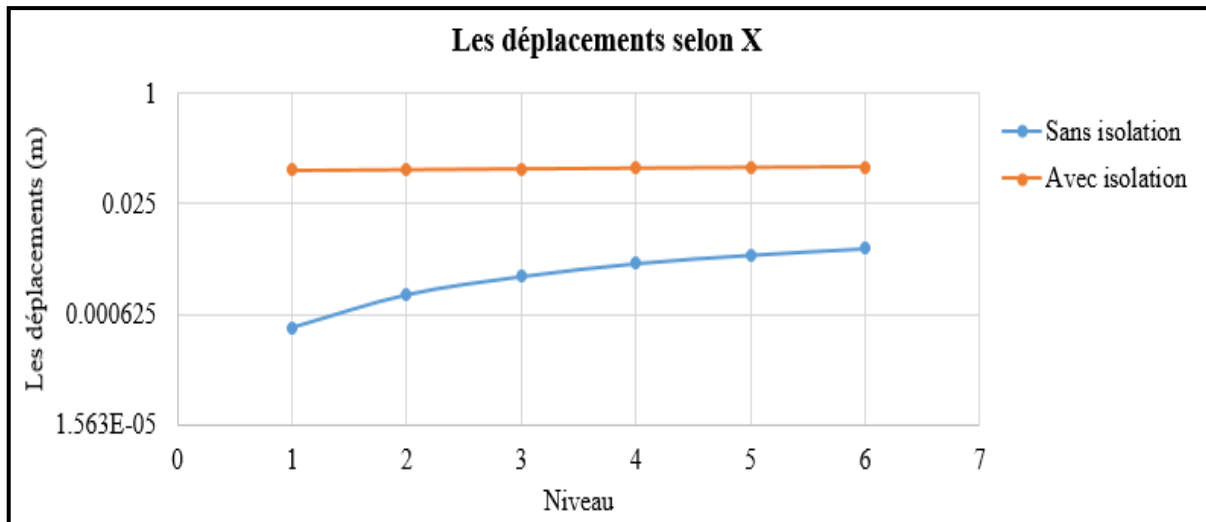


Figure I.1: les déplacements de deux structures selon la direction X

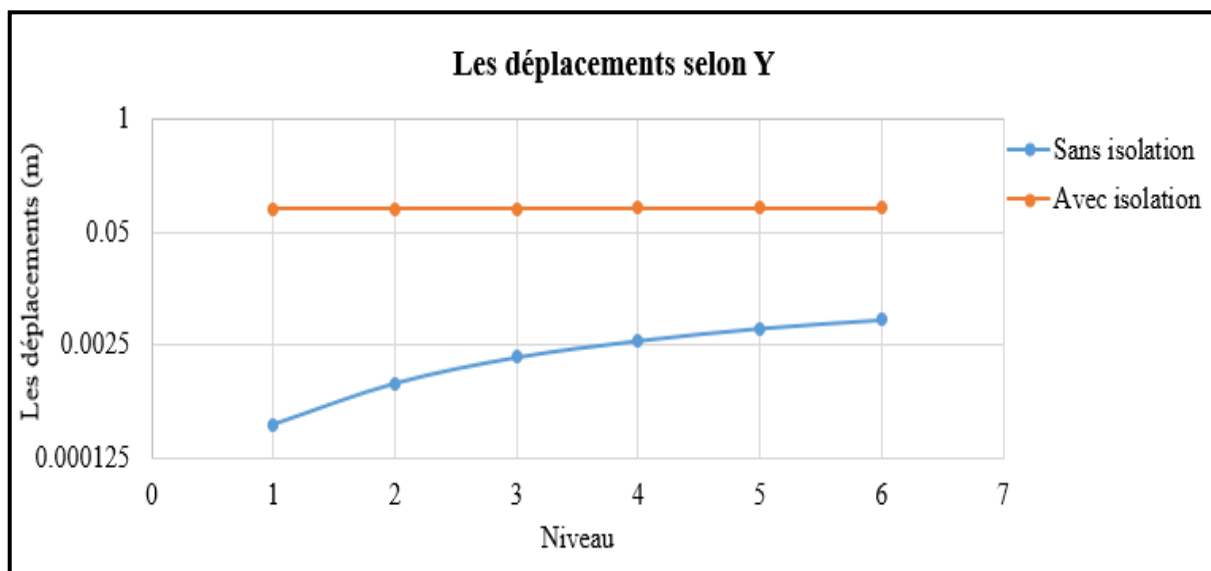


Figure I.2: les déplacements de deux structures selon la direction Y

On remarque que les déplacements de la structure isolée sont plus importants par rapport aux déplacements de la structure encastree suivant X et Y, celle-ci c'est la raison de grands déplacements de la base de la structure isolée et subit moins des déformations et les déplacements de conception considérablement importants.

I.2.3.L'effort tranchant :

Le tableau et les figures suivantes montre une comparaison des efforts tranchants de deux structures (isolée-encastree) à la base dans les deux directions X et Y :

Niveau	Sans le système d'isolation		Avec le système d'isolation	
	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)
Niveau 1	1700.34	1938.8	1035.15	1051.12
Niveau 2	1586.19	1806.32	954.22	980.72
Niveau 3	1415.15	1605.53	818.91	864.89
Niveau 4	1200.53	1362.27	624.24	724.55
Niveau 5	933.96	1071.47	462.35	554.26
Niveau 6	573.99	656.12	357.86	326.19

Tableau I.4: les efforts tranchants de deux structures selon les directions X et Y

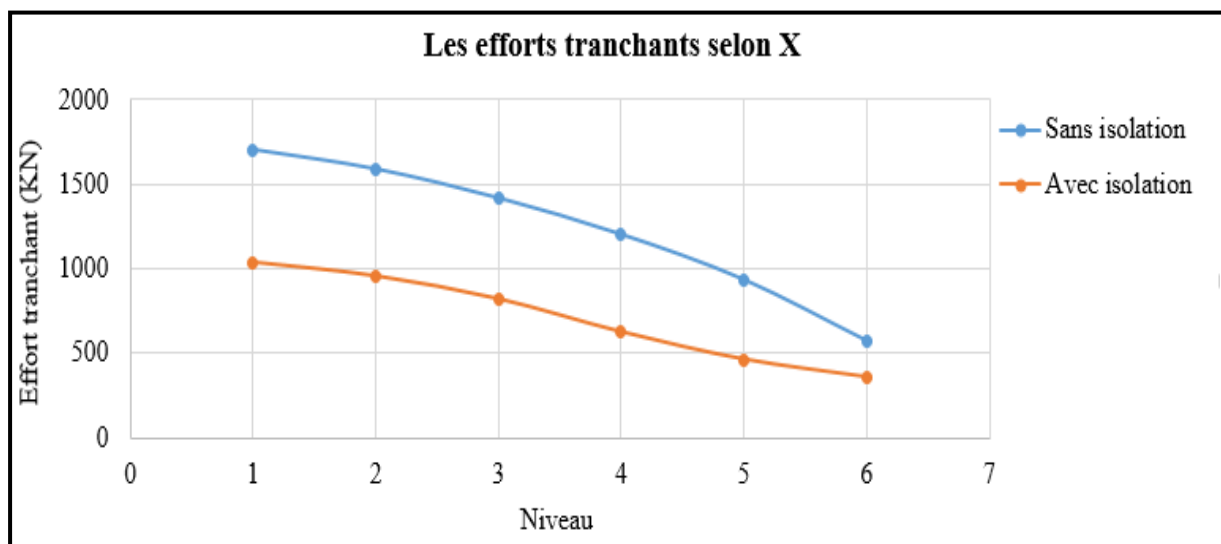


Figure I.3: les efforts tranchants de deux structures selon la direction X

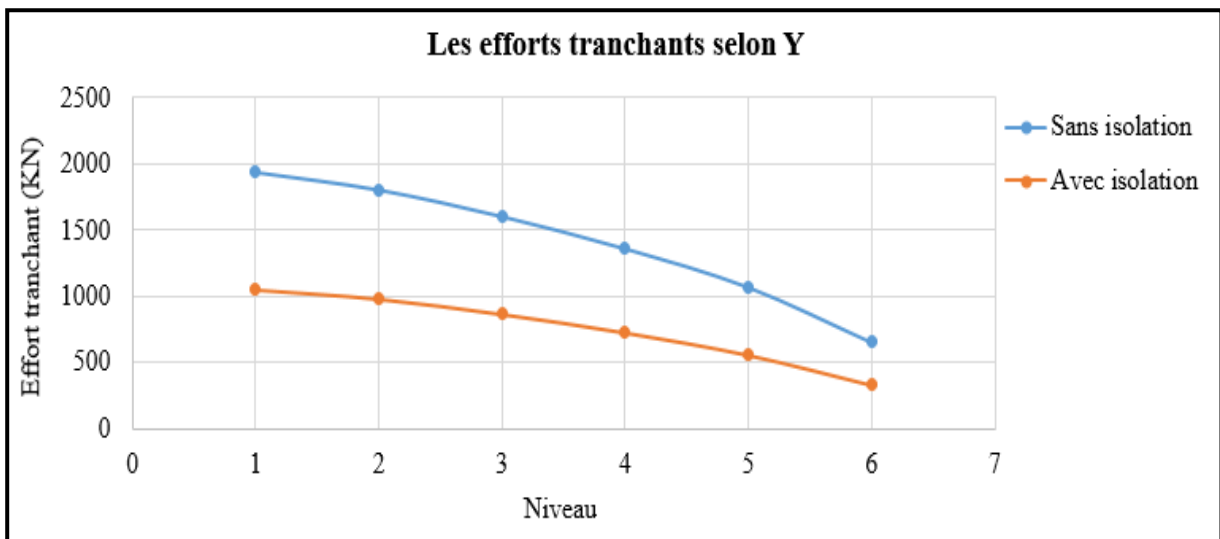


Figure I.4: les efforts tranchants de deux structures selon la direction Y

On remarque que les efforts tranchants à la base de la structure encastree sont plus importants que dans le cas de la structure isolée c'est-à-dire que le système d'isolation qui réduit les efforts tranchants à la base. Ce qui dévoile l'utilité et l'importance de l'utilisation des appuis parasismiques. Cette diminution de l'effort tranchant à la base apporte un gain dans le dimensionnement et le ferrailage de la structure, ce qui compense les frais des isolateurs.

I.3.Conclusion :

L'allure de la réponse en termes de la période, déplacement, effort tranchants montre bien que les isolateurs jouent un rôle important dans la structure.

D'après l'analyse comparative entre les deux structures (encastree-isolé) on peut récapituler les résultats obtenus :

- Une augmentation remarquable dans la période de la structure isolée c'est-à-dire que les périodes de cette structure sont plus importants aux périodes de la structure encastree.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus importants par rapport aux déplacements de la structure encastree. Par conséquent, les appuis dans ce cas doit être jumelés par des amortisseurs pour contrer les grands déplacements de la structure et protéger les structures voisines.
- L'efficacité du système d'isolation dans la réduction des efforts tranchants à la base.

Chapitre II

L'influence de la
hauteur des structures
sur les appuis
parasismiques

II.1.Introduction :

Dans ce chapitre nous allons simuler une structure isolée sur un socle par un système d'isolation de même nature en faisant varier le nombre de couches de la structure pour évaluer les performances du système d'isolation en fonction du cycle naturel de la superstructure, et une évaluation de la variation du taux de décrémentation en termes d'effort tranchant et de déplacement relatif avec les changements de la hauteur de la structure.

II.2Présentation d'étude :

L'analyse va être effectuée sur la même structure présentée dans les parties 1 et 2, dans cette étude le nombre de niveaux de la structure va être changé progressivement. Nous allons utiliser une structure de 11 niveaux ayant comme système d'isolation des appuis en élastomère fretté avec une période de conception de 2.5 sec et un amortissement effectif de 20%.

Ce qui concerne dans l'augmentation de nombre des niveaux sont les changements de la période et le déplacement relatif et aussi l'effort tranchant à la base.

II.3.Description des structures :

Avant de faire cette étude paramétrique on doit faire le predimensionnement et la descente des charges pour la structure. Ce predimensionnement nous permet d'aborder une analyse plus approfondie consistant à faire la comparaison des résultats des différentes structures.

Les dimensions de la structure de 11 niveaux sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Poteaux (cm ²)
RDC	60× 60
1 ^{ère} étage	60× 60
2 ^{ème} étage	55× 55
3 ^{ème} étage	55× 55
4 ^{ème} étage	50× 50
5 ^{ème} étage	50× 50
6 ^{ème} étage	45× 45
7 ^{ème} étage	45× 45
8 ^{ème} étage	40× 40
9 ^{ème} étage	40× 40
10 ^{ème} étage	35× 35

Tableau II.1 : Les dimensions des poteaux

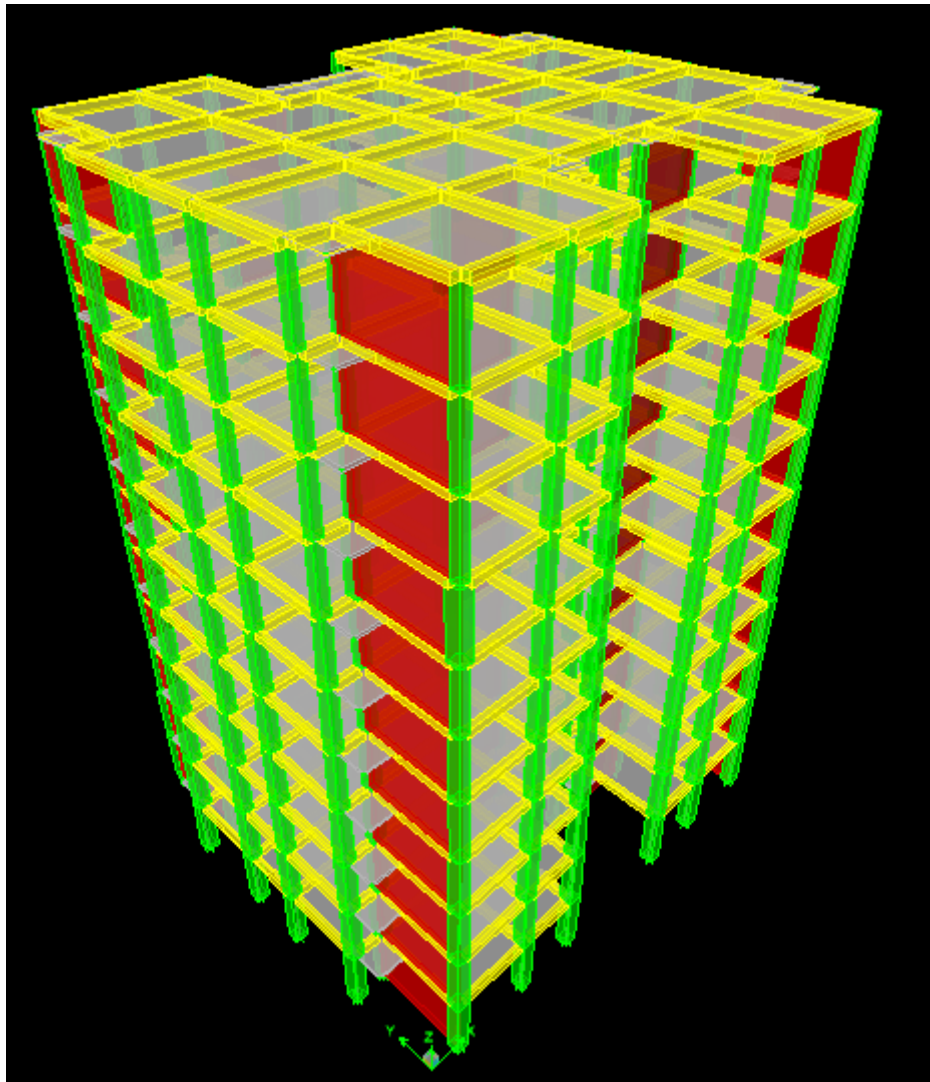


Figure II.1 : Vue en 3D de la structure R+10 sans système d'isolation

II.4. Description du système d'isolation :

Les caractéristiques du système d'isolation pour la structure de 11 niveaux sont résumées dans le **tableau II.2** :

Poteau	T_D (S)	W (KN)	D (m)	d (mm)	h (mm)	N_c	t (mm)	N_s	t_s (mm)	K_{eff} (KN/m)	ϵ_{eff} (%)
C28	2.5	2287.85	0.087	300	213	15	4	14	6	1473.12	20

Tableau II.2 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.

II.5.Résultats :

II.5.1.Périodes :

Les résultats des périodes obtenues pour les structures étudiées sont donnés par le **Tableau II.3** :

Nombre de niveaux	6	11
Période de la structure encastree	0.436	0.84
Période de la structure isolée	0.861	1.41

Tableau II.3: Les périodes obtenues pour les différentes structures

II.5.2.Les facteurs de contribution modale :

Nombre de niveaux		6	11
Nombre de modes à considéré	Structure encastree	7	8
	Structure isolée	3	3

Tableau II.4 : Les modes propres à considérer pour les différentes structures

II.5.3. Les déplacements relatifs :

Les tableaux suivants montrent une comparaison des déplacements du dernier niveau des différentes structures dans les deux directions X et Y.

Nombre de niveaux	6	11
Déplacement maximal du dernier niveau de la structure encastree en (m)	0.0056	0.0328
Déplacement maximal du dernier niveau de la structure isolée en (m)	0.0846	0.115

Tableau II.5 : Déplacements des derniers niveaux selon X

Nombre de niveaux	6	11
Déplacement maximal du dernier niveau de la structure encastree en (m)	0.0043	0.0298
Déplacement maximal du dernier niveau de la structure isolée en (m)	0.0957	0.125

Tableau II.6 : Déplacements des derniers niveaux selon Y

II.5.4. Les efforts tranchants :

Les tableaux suivants montrent comparaison des efforts tranchants à la base des différentes structures dans les deux directions X et Y.

Nombre de niveaux	6	11
Effort tranchant maximal de la structure encastree en (KN)	1700.34	2194.96
Effort tranchant maximal de la structure isolée en (KN)	1162.98	1616.15

Tableau II.7: Les efforts tranchants à la base selon X

Nombre de niveaux	6	11
Effort tranchant maximal de la structure encastree en (KN)	1938.8	2308.34
Effort tranchant maximal de la structure isolée en (KN)	1051.12	1427.49

Tableau II.8 : Les efforts tranchants à la base selon Y

II.6.Conclusion :

Les résultats précédents montre que :

- Une augmentation de la période avec le progressivement de nombre des étages selon les différentes structures.
- La réponse dynamique des structures (encastrées-isolées) élancées reposant sur des appuis parasismiques n'est pas réagie par les premiers modes, il y a donc contribution des modes supérieurs dans le mouvement global de ces structures, avec les structures isolées réagies avant les structures encastrées donc les structures isolées travaillaient comme un corps rigide.
- Les déplacements relatifs des structures isolées plus importants que les structures encastrées, cela veut dire que les structures de grande hauteur reposante sur des appuis parasismiques se déforment moins que les structures encastrées de mêmes niveaux.
- L'efficacité du système d'isolation dans la réduction des efforts tranchants à la base.

Conclusion générale

L'objectif principal de ce travail était de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments et pour comprendre bien la réponse des structures aux sollicitations sismiques, on a fait une étude comparative entre une structure sans isolation sismique et d'autre avec l'isolation sismique. Les résultats obtenus d'après cette étude montrant que l'isolation sismique est plus efficace pour minimiser les dommages structuraux et sauver des vies pendant et immédiatement après un séisme.

L'étude comparative et l'analyse de la structure sans et avec système d'isolation nous a permis de conclure :

Les périodes de la structure isolée sont allongées par rapport aux périodes de la structure encastree, donc les appuis parasismiques à la base des structures permet d'allonger la période ce qui est conseillé dans le génie parasismique dans le but d'éviter la résonance. Grâce à leur faible rigidité, la période propre de la construction s'allonge et la vitesse d'oscillation diminue.

Les déplacements se contreront aux appuis et la structure pourra balancer plus document selon le mouvement du sol comparativement à une structure non isolée donc l'utilisation des voiles dans les structures encastrees permet de diminuer les déplacements aux niveaux et sans oublier que la structure isolée vibre comme un corps rigide du fait que les déplacements inter étages sont presque nuls.

Comme les efforts tranchants transmis aux membrures sont moins élevés, la structure sera plus stable et l'isolation sismique à la base permet de réduire les efforts tranchants.

Ce que concerne l'influence de la hauteur des structures isolées sur l'efficacité du système d'isolation :

Une augmentation de la période avec le progressivement de nombre des étages selon les différentes structures, les structures de grande hauteur reposante sur des appuis parasismiques se déforment moins que les structures encastrees de mêmes niveaux.

La réponse dynamique des structures (encastrées-isolées) élancées reposant sur des appuis parasismiques n'est pas régie par les premiers modes, donc il y a contribution des modes supérieurs dans le mouvement global de ces structures.

Ce travail qui se veut une introduction à l'isolation parasismique nous a permis de maîtriser les bases du calcul des bâtiments sur supports parasismiques, ce domaine n'est pas encore totalement maîtrisé en Algérie. Compte tenu de la forte sismicité de notre pays, ainsi que de l'évolution faite dans le domaine du génie parasismique, cela devrait être suivi d'une adoption de cette nouvelle technique dans la future réglementation algérienne, pour les ouvrages appelés à rester opérationnels pendant et après un tremblement de terre.

Au final, les constructions parasismiques issues des systèmes d'isolation parasismique à la base offrent une meilleure protection contre les tremblements de terre. Le risque sismique peut être significativement réduit sur les constructions neuves qui présentent immédiatement un bon comportement et une bonne résistance aux séismes.

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

[1] Cours : Bâtiment 2 (12/13) – S6 LICENCE Génie Civil – Option : Construction Bâtiment - Prof. **Amar KASSOUL** – UHBChlef.

[2] Béton Arme IUP GCI3 - Option OS - 2004/05

[3] Calcul des éléments secondaires (non porteurs).

[4] Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. **Amar KASSOUL** –UHBChlef.

[5] Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. **Amar KASSOUL** –UHBChlef (fondation).

[6] **MCM** Cabinet Conseil (2003), «Les appuis parasismiques en caoutchouc» catalogue, journées scientifiques et techniques, Algérie.

[7] **Kelly J.M.** (1998) «Base Isolation : Origines et Développement », University of California ,Berkeley.

[8] **Skinner R.I., Robinsion W.H. & Mcverry G.H.**, (1993), «An Introduction Seismic Isolation », John Wiley & sons, New York.

[9] **Alessandro Martelli, Massimo Forni, Giordano-Bruno Arato**, (2003), «Progress on r&d and application of seismic vibrations control technique for civil and industrial structures in the European union », 8th world Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration control of structures Yerevan, Armenia.

[10] **Fulin Zhou & Qiaoling Xian**, (1999), «Recent developmenet on seismic isolation, energy dissipation, passive and semi-active control of structures in P.R.CHINA», proceedings of the China-us millennium symposium of earthquake, Beijing, Guangzhou University, china.

[11] **Lotfi Guizani**, ing., M.Sc.A, «Sur l'isolation sismique des ponts au Canada», Les Industries Z-Tech Inc.

- [12] **MILAN ZACEK** « construire parasismique ». Edition parenthèses, 1996.
- [13] **Newmark, N.M**, Rosenbleuth, E, Fundamentals of Earthquake Engineering Englewood Cliffs, Prentice Hall, 1971.
- [14] **R .Bencharif** et **B .Terchi**, Contribution des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments, Mémoire ingéniorat, ENTP 2008.
- [15] **Patricia BALANDIER**, « LE SEISME ET LES BATIMENTS » Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 3.
- [16] **BENAYAD, Karim**. Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base. Université Abou Bakr Belkaid, Diplôme de Magistère en Génie Civil, (Janvier 2013), Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen.
- [17] **ACHOUR, Farid**. Influence des isolateurs sismiques sur la réponse dynamique des bâtiments. L'Ecole Nationale des Travaux Publics, diplôme de magister en Génie Civil, (juin 2004), Université TIZI OUZOU.
- [18] **Ronald L.Mayes, Ph. D & Farzad Naeim, Ph. D. S. E** « Design of structures with seismic isolation- chapter 14 », Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [19] **Luc Davenne, Shahrokh Ghavamian, Nader Mezher, Ali Mikaël, Victor Davidovici** « Méthodologie de dimensionnement et de vérification des structures équipées d'appuis parasismiques en élastomère et d'amortisseurs » 7ème colloque national AFPS (2007)-Ecole centrale Paris.
- [20] **Zerari .M** « Calcul pratique des structures parasismiques ».

Articles et documents :

Cours de Béton Armé de **Christian Joris**.

Traite de physique du bâtiment. **Tome 2**. Mécanique des ouvrages. Edition du CSTB, 1999.

Précis de bâtiment. « Conception, mise en œuvre et normalisation ». Edition Afnor, 1991.

J.P. Mougin. Edition Eyrolles, 1992.

J.P. Mougin. DTU associes. Edition Eyrolles, 1995.

Ouvrages en béton armé.**H.Renaud et F.Lettre.**Edition Foucher,1978.

« Recommandations AFPS 90 pour la rédaction des règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes » **Tome 3.**

Mémoires des fins d`études :

MEGHOUCHE Djedjiga «Effet des conditions de contact sur la réponse dynamique des structures » Mémoire de Magister.

Lebib Loucif«Isolation sismique à la base des structures» Mémoire de fin d`études(2013).

Hadaji Asma«Utilisation des isolateurs sismiques dans la conception parasismique des structures : modélisation et performances» MEMOIRE DE FIN D`ETUDE (2017).

MECHRAOUI Nahla, BENMANSOUR Sarra «Etude de l`effet des systèmes de dissipation passive sur le comportement des ponts en zone sismique» Mémoire de fin d`études(2015).

M`ZYENE Ouarda«Dimensionnement et étude dynamique d'une clinique médicale équipée d'appuis parasismique» Mémoire de fin d`études(2020).

ADJOU Naima «INVESTIGATION NUMERIQUE SUR LES SYSTEMES D'ISOLATION SISMIQUE DES STRUCTURES CONTREVENTEES PAR PORTIQUES AUTOSTABLES EN BETON ARME » diplôme de magister (2013).

DJAMEL ZOUREIGUE«PERFORMANCE DES STRUCTURES EN BETON ARME ISOLEES A LA BASE» du diplôme MASTER ACADEMIQUE (2014).

Achour.F « Renforcement des structures de bâtiments à l`aide de dispositifs d`isolation a la base ».

Cherrak.O, Djouadi.S « Etude d`un bâtiment sur appuis parasismiques »thèse de fin d`étude(2004).

OUNIS, Hadj Mouhamed. «Conception des systèmes d'isolation parasismique des ouvrages», université Mohamed Khider, Diplôme de Doctorat en Science, (17 Juin 2014), Université Mohamed Khider– Biskra.

MEHRAZ KOUSSILA, AKKOUCHE REDOUANE «La technique d'isolation sismique est son influence sur la réponse dynamique d'un bâtiment en béton armé» Mémoire de fin d'études(2018).

Règlement :

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.

CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.

BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

DTR C.2-4.7 : Règlement neige et vent 99.

DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles.

Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.

Eurocode 1 : Actions sur les structures.

UBC-97 : 1997 UNIFORM BUILDING CODE.

IBC-2000 : International Building Code.

Logiciels :

ETABS.....Analyse des structures.

AUTOCAD 2021.....Dessin.

EXCEL 2013.....Calcul.

WORD 2013.....Traitement du texte.

Power point 2013.....Présentation de mémoire.

Site web :

<https://www.pointp.fr>

<HTTPS://BTP-COURS.COM/>

<HTTPS://CONSTRUCTION-MAISON.OOREKA.FR/DOSSIER/748149/MATERIAUX-DE-CONSTRUCTION>

<https://www.eqiom.com/betons/>

<https://www.becosan.com/fr/>

<https://btp-cours.com/>

<http://coursexosup.blogspot.com/>

<https://www.infociments.fr/>

<http://forum-btp.blogspot.com/>

<https://www.editions-eyrolles.com/>

<https://www.reno-info-maison.com/>

<https://www.geniecivilstore.com/>

<http://observatoire-regional-risques-paca.fr/search/node/les%20s%C3%A9ismes>

<http://constructionsparasismiques.blogspot.com/2014/03/le-genie-parasismique.html>

<http://www.cours-genie-civil.com/>