

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire

Université 20 Aout 1955 de Skikda
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de master académique en Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

**Etude Technique & économique
D'un Bâtiment R+2+6 entresols en béton armé
à usage multiples contreventé
par un système de voiles porteurs**

Dirigé par :
Dr REMREM Sabri

Présenté par :
KOUICEM Islem
BOUDERMINE Mouhsene Sofiane

Soutenu le :

Devant le jury de soutenance composé de :

Mr
Mr
Mr
Mr

Univ. Skikda
Univ. Skikda
Univ. Skikda
Univ. Skikda

Président
Encadreur
Examineur
Examineur

Promotion : 2024

Remerciements

Au terme de ce modeste travail nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos
remerciements

Avant tout, à Dieu pour se nous avoir donné la force, la volonté, la patience nécessaire

Pour mener à terme ce travail

A nos familles avant tout qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant tous nos
études

A notre encadreur docteur "REMREM Sabri" d'avoir accepté de nous guider et
constamment assister à réaliser ce travail

A tous les enseignants du département du génie civil d'avoir participé par leur
connaissance technique et pédagogique

Au membre du jury qui nous font l'honneur de présider et examiner notre modeste travail

Tous nos remerciements et notre gratitude vont à tous ceux qui nous

ont aidés de près ou de loin afin que ce travail voie le jour

Merci à tous

DEDICAS

بسم الله الرحمن الرحيم

Je dédie ce modeste travail d'abord à mes parents qui

M'ont apporté amour et réconfort tout au de mes études.

Je dédie aussi :

Mes frères et Ma sœur

Lina

A toutes ma famille et mes amis

La promotion de génie civil 2023/2024

Merci à tous

DEDICAS

بسم الله الرحمن الرحيم

Il n'est rien de plus précieux à offrir que le fruit d'un labeur acharné, né d'une dévotion sincère et dédiée du plus profond de mon être à ceux que j'aime et que je désire ardemment remercier. À mes très chers parents, qui m'ont inlassablement soutenu et encouragé, et qui m'ont prodigué un amour et un réconfort sans pareil tout au long de mon parcours ; il me serait impossible de leur exprimer suffisamment ma gratitude. Je dédie également cette œuvre à mon frère, à toute ma famille, à mon éminent professeur, le Dr. BELHADJ, à mes amis fidèles, ainsi qu'à tous ceux pour qui j'éprouve un profond respect et une affection

Incommensurable.

Résumé

Ce mémoire de fin d'études présente une analyse approfondie d'un édifice à usage mixte (commercial et administratif), constitué d'un rez-de-chaussée, de six étages et de deux entresols, situé dans la commune de Fifila, wilaya de Skikda. Cette ville, classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon le RPA99 version 2003, requiert des précautions particulières pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

La stabilité de l'édifice est assurée par un système de contreventement mixte, combinant des voiles et des poteaux ainsi que des poutres en béton armé. Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments porteurs ont été réalisés conformément aux normes algériennes en vigueur, à savoir le BAEL91, le CBA.93 et le RPA99 version 2003.

L'étude dynamique a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT Autodesk 2010, permettant une modélisation précise des comportements sismiques de la structure. Parallèlement, les dessins techniques ont été réalisés avec AUTO CAD 2024, garantissant une précision et une conformité aux exigences réglementaires.

En outre, une attention particulière a été accordée à l'infrastructure du bâtiment, avec des calculs rigoureux des fondations pour assurer une assise stable et sécurisée. Cette approche intégrée et méthodique vise à optimiser les performances structurelles tout en respectant les impératifs de sécurité sismique.

Ce mémoire se distingue par l'application rigoureuse des normes de construction et des technologies avancées de modélisation et de dessin assisté par ordinateur, reflétant une expertise approfondie dans le domaine du génie civil et une capacité à aborder des projets complexes dans des zones à risque sismique.

✓ **Mots clés :**

Bâtiment à usage mixte, Rez-de-chaussée, Entresols, Zone de sismicité moyenne, RPA99 version 2003, Système de contreventement mixte, Voiles en béton armé, Poteaux et poutres en béton armé, Dimensionnement, Ferrailage, Normes algériennes BAEL91, Normes CBA.93, Étude dynamique, ROBOT Autodesk 2010, AUTO CAD 2024, Calcul des fondation, Sécurité sismique, Génie civil, Modélisation sismique, Expertise structurelle

SUMMARY

Summary

This final year thesis presents an in-depth analysis of a mixed-use building (commercial and administrative), comprising a ground floor, six stories, and two mezzanines, located in the commune of Fifila, wilaya of Skikda. This city, classified as a moderate seismicity zone (IIa) according to RPA99 version 2003, requires special precautions to ensure the safety and durability of the structure.

The stability of the building is ensured by a mixed bracing system, combining reinforced concrete shear walls, columns, and beams. The sizing and reinforcement of all load-bearing elements have been carried out in accordance with the prevailing Algerian standards, namely BAEL91, CBA.93, and RPA99 version 2003.

The dynamic study was conducted using ROBOT Autodesk 2010 software, allowing precise modeling of the structure's seismic behavior. Concurrently, the technical drawings were created using AUTO CAD 2024, ensuring accuracy and compliance with regulatory requirements.

Additionally, particular attention was given to the building's infrastructure, with rigorous calculations of the foundations to ensure a stable and secure footing. This integrated and methodical approach aims to optimize structural performance while adhering to seismic safety requirements.

This thesis stands out due to the rigorous application of construction standard and advanced modeling and computer-aided design technologies, reflecting deep expertise in civil engineering and the ability to tackle complex projects in seismic risk zones.

✓ Keywords

Mixed-use building, ground floor, Mezzanines, Moderate seismicity zone, RPA99 version 2003, Mixed bracing system, Reinforced concrete shear walls, Reinforced concrete columns and beams, Sizing, Reinforcement, Algerian standards BAEL91 Standards CBA.93, Dynamic study, ROBOT Autodesk 2010, AUTO CAD 2024

Foundation calculation , Seismic safety, Civil engineering ,Seismic modeling

ملخص

هذا التقرير النهائي يقدم تحليلاً معمقاً لمبنى متعدد الاستخدامات (تجاري وإداري)، يتكون من طابق أرضي وستة طوابق وطابقين وسطيين، يقع في بلدية فيفيل، ولاية سكيكدة. تتطلب هذه المدينة، المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة (IIa) وفقاً للـ RPA99 نسخة 2003، احتياطات خاصة لضمان سلامة واستدامة الهيكل.

يتم ضمان استقرار المبنى من خلال نظام مقاومة مختلط، يجمع بين الجدران والأعمدة بالإضافة إلى العوارض الخرسانية المسلحة. تم تصميم وتحديد التسليح لجميع العناصر الحاملة وفقاً للمعايير الجزائرية السارية، وهي BAEL91 ، CBA.93 ، و RPA99 نسخة 2003.

تم إجراء الدراسة الديناميكية باستخدام برنامج ROBOT Autodesk 2010 ، مما يسمح بنمذجة دقيقة للسلوكيات الزلزالية للهيكل. بالتوازي، تم تنفيذ الرسومات الفنية باستخدام AUTO CAD 2024 ، مما يضمن دقة وامتثال للمتطلبات التنظيمية.

بالإضافة إلى ذلك، تم إيلاء اهتمام خاص لأساسات المبنى، مع حسابات دقيقة لضمان قاعدة ثابتة وآمنة. يهدف هذا النهج المتكامل والمنهجي إلى تحسين الأداء الهيكلي مع الالتزام بمتطلبات السلامة الزلزالية.

يتميز هذا التقرير بتطبيق صارم لمعايير البناء واستخدام التقنيات المتقدمة للنمذجة والرسم بمساعدة الكمبيوتر، مما يعكس خبرة عميقة في مجال الهندسة المدنية وقدرة على معالجة المشاريع المعقدة في المناطق الزلزالية الخطرة

✓ الكلمات المفتاحية.

نسخة 2003، نظام RPA99 مبنى متعدد الاستخدامات، طابق أرضي، طوابق وسطية، منطقة زلزالية متوسطة، :.
مقاومة مختلط، جدران خرسانية مسلحة، أعمدة وعوارض خرسانية مسلحة، تصميم، تسليح، معايير جزائرية ، حساب AUTO CAD 2024 ، ROBOT Autodesk 2010 ، دراسة ديناميكية، CBA.93 ، معايير BAEL91 ، الأساسات، سلامة زلزالية، هندسة مدنية، نمذجة زلزالية، خبرة هيكلية.

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES	15
LISTES DES TABLEAUX	18
LES ACRONYMES	20
CHAPITRE I	
I. Présentation et généralités autour du projet :	24
Introduction générale :	24
I.1. Structuration du mémoire	25
I.1. Introduction :	26
I.2. Présentation de l'ouvrage :	26
I.2.1. Données du site :	27
I.2.2. Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :	27
I.2.3. Description structurale du bâtiment :	28
I.2.4. REGLEMENTATION ET NORMES UTILISEES :	29
I.3. Méthodes de calcul :	30
I.3.1. Etat limite ultime ELU :	30
I.3.2. Etat limite de service (ELS) :	30
I.4. Caractéristiques des matériaux :	31
I.4.1. Le Béton :	31
I.4.2. L'acier :	38
CHAPITRE II	
II. Prédimensionnement des éléments structuraux :	41
II.1. Introduction :	41
II.2. Pré dimensionnement des planchers :	41
II.2.1. La hauteur du plancher ht :	42
II.2.2. Les poutrelles (nervures) :	42
II.3. Pré dimensionnement des poutres :	43
II.3.1. Les poutres principales(pp):	44

SOMMAIRE

II.3.2.	Poutres secondaires(ps) :	45
II.4.	PRE DIMENSIONNEMENT POUTREPALIERE:.....	48
II.5.	Pré dimensionnement des poteaux	49
II.6.	Pré dimensionnement des VOILES :	51
II.7.	Pré dimensionnement des balcons (Les dalles pleines) :	52
II.8.	Pré dimensionnement de l'acrotère :	53
II.8.1.	Evaluation des charges et surcharges :	54
II.8.2.	Plancher terrasse (inaccessible):	54
II.8.3.	Planchers étages courant:	55
II.8.4.	Maçonnerie :	56
II.8.5.	Les balcons :	56
II.8.6.	Les escaliers :	57
II.8.7.	L'acrotère :	58
II.9.	La descente des charges :	58
II.9.1.	Introduction :	58
II.9.2.	Rôle de descente des charges :	59
II.9.3.	La loi de dégression :	59

CHAPITRE III

III.	Etude des éléments secondaires :	68
III.1.	Introduction :	68
III.2.	Etude de l'acrotère :	68
III.2.1.	Définition :	68
III.2.2.	Action accidentelle :	69
III.2.3.	Vérifications nécessaires :	73
III.2.4.	Vérification à ELS :	73
III.2.5.	Schéma de ferrailage	76
III.3.	Etudes des balcons (dalles pleines) :	77
III.3.1.	Définition :	77
III.3.2.	Evaluation des charges :	77

SOMMAIRE

III.3.3.	Ferraillage :	78
III.4.	Schéma de ferraillage :	81
III.5.	Etude des planchers en corps-cieux :	82
III.5.1.	Définition :	82
III.5.2.	CHOIX DE TYPE DE PLANCHER :	82
III.5.3.	La dalle de compression :	82
	La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par	83
III.5.4.	Méthodes de calcul :	83
III.6.	Calcul des poutrelles.....	85
III.6.1.	Evaluation des charges :	85
III.6.2.	VERIFICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE SUR PLANCHER ETAGE COURANT : ..	86
III.6.3.	Calcul les armatures longitudinales de poutrelle (flexion simple à l'ELU) :	91
III.6.4.	Vérifications nécessaires :	93
III.6.5.	Calcul les armatures transversales de poutrelle :	96
III.6.6.	Schéma de ferraillage de plancher :	97
III.7.	Etude des escaliers :	97
III.7.1.	Introduction :	97
III.7.2.	Calcul des sollicitations :	98
III.7.3.	ACalcul des escaliers :	99
III.7.4.	Etude de la poutre palière :	103

CHAPITRE IV

IV.	Modélisation& étude dynamique de la structure :	110
IV.1.	INTRODUCTION GENERALE	110
IV.2.	Objectif de l'étude dynamique :	110
IV.2.1.	Objectifs de résistance sismique visés pour ouvrages courants :	110
IV.3.	Classification de l'ouvrage selon RPA99/V2003 :	116
IV.3.1.	Classification de la zone sismique :	116
IV.3.2.	Classification des ouvrage selon leurs importance	116

SOMMAIRE

IV.3.3.	Classification des sites	117
IV.3.4.	Classification du système de contreventement :	117
IV.3.5.	Justification de la Portance des éléments porteurs vis-à-vis les Charges verticales & horizontale :.....	118
IV.3.6.	Classification des ouvrages selon leur configuration	120
IV.3.7.	Choix de la méthode de calcul :.....	121
IV.3.8.	La modélisation de la structure :.....	124
IV.3.9.	Caractéristiques géométriques de la structure :.....	128
IV.3.10.	Excentricité accidentelle :.....	129
IV.3.11.	Excentricité théorique :	129
IV.3.12.	L'analyse modale:.....	130
IV.4.	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :.....	140
IV.4.1.	Calcul de la force sismique totale V (RPA99/V.2003 Art 4.2.3) :.....	141
IV.4.2.	Estimation de la période fondamentale de la structure:(RPA99/Version2003 Art 4.2.4)	141
IV.4.3.	Application numérique :.....	142
IV.4.4.	Poids total de la structure (W) :	143
IV.4.5.	La résultante des forces sismiques :.....	143
IV.5.	Justifications réglementaires de la sécurité vis-à-vis des actions sismiques selon exigences duRPA99/2003 A.5.1. P51:	144
IV.5.1.	Justification vis-à-vis de la résistance :.....	145
IV.5.2.	Justification du critère 1:.....	145
IV.5.3.	Justification vis-à-vis de la ductilité :	145
IV.5.4.	Justification N2:	145
IV.5.5.	Vérification de l'effort normal réduit de compression (RPA99/Version2003 Art7.1.3.3):	146
IV.5.6.	Justification vis-à-vis de L'équilibre d'ensemble :	147
IV.5.7.	Distribution de la résultante des forces sismiques (V) selon la hauteur :.....	148

SOMMAIRE

IV.5.8.	Distribution de la résultante des forces sismiques (F_i) selon la hauteur :	150
IV.5.9.	Justification de l'effet P- Δ (La prise en compte des effets du second ordre):	154
IV.5.10.	Vérification des déplacements inter-étages :	156
IV.5.11.	Justification de la largeur des joints sismiques :	158
IV.5.12.	Justification de la largeur du joint sismique :	159
IV.6.	Conclusion de chapitre :	159
CHAPITRE V		
V.	Ferraillage des éléments structuraux :	162
V.1.	Introduction :	162
V.2.	Combinaisons des charges :	162
V.3.	Ferraillage des poutres :	163
V.3.1.	Rôle des poutres :	163
V.3.2.	Recommandations et exigences réglementaires diverses aux poutres :	163
V.4.	FERRAILLAGE DU POTEAUX :	179
V.4.1.	Introduction :	179
V.4.2.	Rôle des poteaux en béton armée :	179
V.4.3.	Combinaisons de calcul:	179
V.4.4.	Sollicitation à considérer:	179
V.4.5.	Ferraillage des poteaux :	180
V.5.	Etude des voiles :	214
V.5.1.	Généralités sur les voiles :	214
V.5.2.	Rôle de contreventement :	214
V.5.3.	Les combinaisons :	214
V.5.4.	Recommandation du règlement RPA99 version 2003 :	215
V.5.5.	Exemple de calcul du voile:	220
VI.	Etude de l'infrastructure :	228
CHAPITRE VI		
VI.1.	Introduction :	228

SOMMAIRE

VI.2.	Etude des fondations :	228
VI.2.1.	Définition :	228
VI.2.2.	Classifications des fondations :	229
VI.2.3.	Choix de type de fondation :	229
VI.3.	Calculs des surfaces nécessaires des semelles :	229
VI.4.	Choix du type de fondation :	230
VI.4.1.	Concernant l'étude du radier :	231
VI.4.2.	Pré dimensionnement de radier :	232
VI.4.3.	la Dalle :	232
VI.4.4.	Calcul du débordement D :	233
VI.4.5.	Pré dimensionnement de la nervure :	233
VI.4.6.	Vérification au non poinçonnement :	235
VI.4.7.	Vérification au non-soulèvement (effet de sous pression) :	235
VI.4.8.	Caractéristique géométrique du radier :	236
VI.4.9.	Vérification de la stabilité de radier :	238
VI.4.10.	Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :	238
VI.4.11.	Vérification de la stabilité du radier :	239
VI.4.12.	Vérification de la compression :	239
VI.5.	Ferraillage du radier :	241
VI.5.1.	Méthode de calcul :	241
VI.5.2.	Ferraillage de panneau le plus sollicité :	243
VI.5.3.	Etude de débord du radier :	248
VI.5.4.	Schéma de ferraillage de radier :	250
VI.6.	Etude des nervures :	251
VI.6.1.	1-Définition :	251
VI.6.2.	Calcul des sollicitations :	254
VI.6.3.	CALCUL DE FERRAILLAGE.....	256
VI.6.4.	Schéma de ferraillage des nervures :	261

SOMMAIRE

REFERENCES	279
------------------	-----

LISTE DES FIGURES

Figure 1 - Façade principal	26
Figure 2 – Facade posterieure	27
Figure 3 - Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	34
Figure 4 - Diagramme des contraintes de déformation	36
Figure 5 - Diagramme des contraintes limite du béton	37
Figure 6 - Diagramme contrainte déformation de l'acier ELU	39
Figure 7 - Coupe transversale du plancher en corps creux	41
Figure 8-Dimension de poutrelle.....	42
Figure 9 - Dimension de poutre.....	43
Figure 10 - Poutre principal.....	44
Figure 11 - Poutre secondaire	45
Figure 12 - Caractéristique des escaliers.....	46
Figure 13 - Escalier	46
Figure 14 - Poutre palière.....	48
Figure 15 - Poteau(50x50) cm	49
Figure 16 - Poteaux (40x40) cm.....	50
Figure 17 - Coupe de voile en élévation.....	52
Figure- 18 - Dimension de l'acrotère.....	53
Figure 19 - Plancher terrasse inaccessible	54
Figure 20 - 4Plancher étage courant	55
Figure 21 - Coupe de descente des charges.....	59
Figure 22 - Poteau l plus sollicité.....	60
Figure 23 - Schéma de ferrailage de l'acrotère	76
Figure 24 - Schéma statique de balcon	77
Figure 25 - Section de la dalle pleine à ferrailler.....	78
Figure 26 - Coffrage et Ferrailage de balcon	81
Figure 27 _ Coupe transversal de plancher en corps creux	82
Figure 28 - Moment sur appuis pour la méthode forfaitaire	85
Figure 29 - Poutrelle calculée	86
Figure 30 - Diagramme des moments fléchissant à L'ELU et ELS.....	90
Figure 31 - Section en Té.....	91
Figure 32 - Position de l'axe neutre de poutrelle étage courant	92
Figure 33 - Schéma de ferrailage d'un plancher.....	97

LISTES DES FIGURES

Figure 34 - Escalier	99
Figure 35 - Diagramme de moment fléchissant.....	100
Figure 36 - Schéma de Ferrailage	108
Figure 37 - Schéma de ferrailage de la poutre palière	108
Figure 38- Nombre des voiles.....	112
.Figure 39 - La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution	112
Figure 40 - Distance entre les éléments de contreventement. (AFPS, 2002).....	113
Figure 41 - Saut de rigidité et contreventement décalé à éviter	113
Figure 42 - Disposition de y sémitique des voiles à éviter	114
Figure 43 - Disposition des voiles	114
Figure 44 - Vue en 3D de Bâtiment	115
Figure 45 - Coordonnées des centres de masses et centre de rigidités ainsi que les excentricités diverses selon les étages ; source Auteur	115
Figure 46 - Classification des zones sismiques	116
Figure 47 - Organigramme de justification du coefficient R	118
Figure 48 - Les charges verticales repris par le système de contreventement.....	119
Figure 49 - Pourcentage des voiles et des poteaux.....	119
Figure 50 - Tableau des chargements du modèle RSA 2010., Source Auteur.....	126
Figure 51 - Paramétrage et normes utilisées sous RSA2010.....	126
Figure 52 - Maillage.....	127
Figure 53 - Modélisation de la structure RSA2010.....	127
Figure 54 - Les paramètres de l'analyse modale	130
Figure 55 - Les masses sur le RSA2010	131
Figure 56 - Résultats dynamique de l'analyse modale de la structure selon RSA2010.....	132
Figure 57 - Comportement mode 1.....	134
Figure 58 - Comportement de mode 2.....	135
Figure 59 - Comportement mode 3.....	136
Figure 60 - Paramètres du spectre selon la direction X	140
Figure 61 - Paramètres du spectre selon la direction Y	140
Figure 62 - Les forces agissantes sur la stabilité au renversement	148
Figure 63 - Répartition selon X.....	149
Figure 64 - Répartition selon Y	150
Figure 65 – L'effet P- Δ	154
Figure 66 - Inter étage.....	156
Figure 67 - Diagramme des moments à ELS.....	165

LISTES DES FIGURES

Figure 68 -Ferrailage de poutre principale.....	171
Figure 69 - Diagramme des moments fléchissant à ELA	172
Figure70 - Diagramme des moments fléchissants a ELU et ELS.....	172
Figure 71 - Ferrailage de poutre secondaire	178
Figure 72 - Organigramme de justification l'Etat de contrainte des sections soumises à la flexion composée	183
Figure 73 - Organigramme de calcul des sections d'armatures selon l'état de contraintes.....	184
Figure 74 - Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)	198
Figure 75 - Schéma de ferrailage des poteaux (40x40)	213
Figure 76 - Voile calculé.....	220
Figure 77- Diagramme des contraintes	221
Figure 78 - Schéma de ferrailage de voile	226
Figure 79- Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	231
Figure 80 - Chois le panneau le plus sollicitée.	242
Figure 81 - schéma de ferrailage de radier dans le sense X et Y	250
Figure 82 - Les charges revenant à la nervure sens X	252
Figure 83 - Les charges revenant à la nervure sens Y.....	253
Figure 84 - Schème de ferrailage nervure	261

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1 - Contrainte.....	36
Tableau 2- Epaisseur de voile.....	52
Tableau 3- La charge parmannte de plancher terrasse.....	54
Tableau 4 - La charge permanente de l'étage courant	55
Tableau 5 - La charge permanente de le mur extérieure.....	56
Tableau 6 - Les couches de balcon	56
Tableau 7 - La charge permanente de balcon	56
Tableau 8- La charge permanente de palier	57
Tableau 9 - La charge permanente de paillasse	57
Tableau 10 - Tableau descente de charges de poteaux central.....	61
Tableau 11 - Les Efforts Internes à l'ELU poutrelles.....	88
Tableau 12 - Les efforts Interne à l'ELS pour Poutrelle étage courant	89
Tableau 13 - Valeurs maximales des sollicitations des poutrelles	90
Tableau 14 - Calcul des moments	105
Tableau 15 - Calcul des sections.....	106
Tableau 16 - classification selon l'importance	116
Tableau 17 - Centre de gravité	128
Tableau 18- Centre de rigidité.....	128
Tableau 19_ Excentricité théorique et accidentelle.....	129
Tableau 20- Les comportement de trois modes	133
Tableau 21- Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1).....	138
Tableau 22 - Valeurs de T1 et T2 (Tableau 4.7. RPA)	138
Tableau 23: Valeur d'amortissement (Tableau 4.2.....	138
Tableau 24 - Facteur de qualité.....	139
Tableau 25 Choix de la période appropriée pour le calcul du facteur D ; Source R. Taleb.....	142
Tableau 26Résumé des résultats.....	143
Tableau 27 - Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	144
Tableau 28 - Distrubition de l'effort tranchant	149
Tableau 29 - Répartition verticale de l'effort tranchant selon la hauteur , sous RSA2010.....	151
Tableau 30 - Moment de renversement suivant les deux directions X et Y	152
Tableau 31 - Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y	153
Tableau 32 - Vérification	153
Tableau 33 - Vérification de l'effet P-delta sens longitudinal	155

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 34 - Vérification de l'effet P-delta sens Transversal	155
Tableau 35 - Les déplacements selon EX.....	157
Tableau 36 - Les déplacement selon EY	158
Tableau 37 - Dimensions des poteaux	160
Tableau 38 - Dimensions des poutres	160
Tableau 39 - Les données de calcul	163
Tableau 40 - Sollicitation des poutres principales.....	165
Tableau 41 - diagramme des moments à ELU et ELA.....	165
Tableau 42 - Les sollicitations de poutre secondaire	172
Tableau 43 - Combinaisons de calcul	179
Tableau 44 - Sollicitation de poteau 50x50.....	185
Tableau 45 - Ferrailage de poteau (50x50)cm.....	194
Tableau 46 - Sollicitation de poteau 40x40	199
Tableau 47 - Ferrailage de poteau (40x40) cm.....	209
Tableau 48sollicitation de voile.....	220
Tableau 49 Surface des panneaux du radier	236
Tableau 50Calcul des inerties et centre de gravité du radier	237
Tableau 51 - Charges de nervure à ELU selon X.....	252
Tableau 52 - Charges de nervure à ELS selon X.....	253
Tableau 53 - Charges de la nervure à L'ELU sens Y	253
Tableau 54 - Charges de la nervure à L'ELS sens Y.....	254
Tableau 55 les moments	256

LES ACRONYMES

A : coefficient d'accélération de zone

Aa : section d'armature en appui

Al : section d'armature longitudinale

Amin : section d'armature minimale déterminée par les règlements

Ar : section d'armature de répartition

Aser : section d'armature d'état limite de service

At : section d'armature de travée ou transversale

Au : section d'armature d'état limite ultime de résistance

Ax : section d'armature du sens x-x

Ay : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

Cp : facteur de force horizontale

Cs : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

Crn : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

ELS Etat limite de service.

ELU Etat limite ultime.

Eij : module de déformation longitudinal instantanée

Eiv : module de déformation longitudinale différée

G : action Permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

If : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

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

Ml : masse linéaire

Mser : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

Mu : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

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

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

M2 : coefficient de Pigeaud M22 : moment suivant le sens 2-2 M33 : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

Npp : effort normal dû au poids des poutres principales

Nps : effort normal dû au poids des poutres secondaires

Nser : effort normal d'état limite de service

Nu : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

Pr : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

ACRONYMES

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure	ly : la grande dimension du panneau de la dalle
S : surface	l' : longueur de la zone nodale
Sr : surface du radier	l0 : longueur libre
T : effort tranchant	qb : charge linéaire induite par les marches
Tx : période fondamentale dans le sens x-x	qeq : charge linéaire équivalente
Ty : période fondamentale dans le sens y-y	ql : charge linéaire
Uc : périmètre du contour	qser : charge linéaire d'état limite de service
V : action sismique ; effort horizontal	qu : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
Vt : effort sismique à la base de la structure	qP : charge linéaire du palier
W : poids total de la structure	s : espacement
Wp : poids de l'élément en considération.	t : espacement ; période
a : longueur ; distance ; dimension	x : abscisse
b : largeur	y : ordonnée
b0 : largeur de la nervure	y1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
b1 : largeur de poteau	α : Angle, coefficient sans dimension
c : enrobage	γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
d : hauteur utile ;	β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
e : excentricité ; espacement	ε : Coefficient de réponse
ea : excentricité additionnelle	η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction
f : flèche	d'amortissement
fc: contrainte caractéristique du béton à la compression	θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
fe: limite élastique d'acier	λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
ft : contrainte caractéristique du béton à la traction	μ : Moment réduit
g : giron de la marche	ν : Coefficient de poisson
h : hauteur	ρ : Rapport de deux dimensions
hc : hauteur du corps creux	σ : Contrainte de béton ou d'acier
hd : hauteur de la dalle	τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
he : hauteur libre	ψ : Coefficient de pondération
hmoy : hauteur moyenne	ξ : Pourcentage d'amortissement critique
ht : hauteur totale	
h' : hauteur de la zone nodale	
h1 : hauteur du poteau	
i : rayon de giration	
j : nombre des jours	
l : longueur ; distance	
lf : longueur de flambement	
lx : la petite dimension du panneau de la dalle	

ACRONYMES

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales,

CHAPITRE I :

PRESENTATION & GENERALITES AUTEUR DU PROJET

I. PRESENTATION ET GENERALITES AUTOUR DU PROJET :**INTRODUCTION GENERALE :**

L'entame de tout projet d'ériger un édifice en béton armé se dresse sur l'impérieuse nécessité d'assurer sa stabilité et sa robustesse, un impératif essentiel pour garantir la sécurité des usagers. Dans les nations industrialisées, où l'espace devient une denrée rare, la tendance à élever les structures verticalement prévaut dans un souci d'optimisation de l'utilisation des terrains disponibles.

Toutefois, cette orientation n'est pas sans risque, car elle expose les édifices à des menaces telles que les séismes et les vents violents, susceptibles de causer des dommages considérables. Il en découle une impérative adhésion aux normes et recommandations parasismiques, lesquelles viennent renforcer la structure contre ces éventualités fâcheuses.

L'analyse des bâtiments en béton armé se trouve confrontée à une pléthore de défis, notamment lors du choix du modèle de comportement le plus adéquat. Les réglementations parasismiques en Algérie stipulent des modèles et des approches spécifiques adaptés à chaque typologie de bâtiment, soulignant ainsi l'importance capitale de la conformité aux exigences normatives.

La stabilité d'une construction dépend intrinsèquement de la résistance des différents éléments structurels tels que les poteaux, les poutres et les voiles, face aux sollicitations variées telles que la compression et la flexion. Cette résistance est influencée par les matériaux employés, ainsi que par leurs dimensions et caractéristiques propres.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**CBA93, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1. STRUCTURATION DU MEMOIRE

Le mémoire est constitué de six chapitres :

→ **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

→ **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)

→ **Le troisième chapitre** calcul des éléments secondaire (l'acrotère, planchers, les escaliers) fait l'objet.

→ **Le quatrième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS2010**

→ **Le cinquième chapitre** calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS2010**

→ **Sixième chapitre** le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. INTRODUCTION :

L'analyse d'une construction en béton armé exige une maîtrise pointue des bases sur lesquelles l'ingénieur s'appuie, dans le but de créer une structure à la fois sécuritaire et économiquement avantageuse. Ce prologue, consacré aux principes fondamentaux, s'attache à délimiter les caractéristiques géométriques de la structure sujet de notre étude, ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux employés dans sa réalisation. Cette phase préliminaire, cruciale pour un calcul précis, représente un jalon indispensable pour assurer la solidité et la fiabilité des résultats obtenus.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bloc de logement en **RDC+6 +2entresols** à usage multiple (commercial, Administratif et d'habitation) en béton armé, comme nous l'avons mentionné précédemment, il est situé en plein centre de la commune de Filfila", willaya de SKIKDA.

Ce projet consiste à la réalisation de 36 logements promotionnels aidés (**LPA**) avec locaux de commerces et bureaux Administratif, Classée dans le **groupe d'usage 2** (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du **RPA99/2003** (article 3.2).

L'ouvrage sera implanté à Skikda qui est représentée d'après la classification sismique des wilayas et commune d'Algérie (classification2003) par la "**zone IIa**" (zone de moyenne sismicité)



Figure 1 - Façade principal



Figure 2 – Facade posterieure

I.2.1. Données du site :

Les résultats issus de l'étude réalisée par le bureau d'études technique révèlent les conclusions et les recommandations suivantes :

Une contrainte de sol évaluée à **1,5 bar**, déterminée à partir d'une profondeur d'ancrage de 3 mètres.

Le sol est classifié comme étant de catégorie **S3**, correspondant à une nature géotechnique qualifiée de ferme.

I.2.2. Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- ☞ Longueur en plan.....23.05 m
- ☞ Largeur en plan.....10,90 m
- ☞ Hauteur du RDC.....3.15m.
- ☞ Hauteur étage courant.....3.15 m.
- ☞ Hauteur du entre sol (1):3.15 m.
- ☞ Hauteur du entre sol (2)4.00 m.
- ☞ Hauteur totale.....29,20m.

I.2.3. Description structurale du bâtiment :

I.2.3.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragmes » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de planchers :

- Plancher à corps-creux pour tous les étages.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons et les escaliers.

I.2.3.2. Les poutres :

On distingue deux types des poutres :

→ Les poutres transversales : principales **dans notre configuration**

→ Les poutres longitudinales : **secondaires**

I.2.3.3. Les poteaux :

Constitués de béton armé, jouent un rôle crucial en supportant les charges verticales. Leur principale mission consiste à absorber les surcharges et les charges transmises par les poutres, puis à les redistribuer efficacement vers les fondations.

I.2.3.4. Les voiles :

Dans notre configuration, nous avons un type de voile d'une épaisseur de **20 centimètres**

I.2.3.5. Les escaliers :

Éléments de circulation verticale, sont réalisés en béton armé coulé sur place afin de faciliter une transition sécurisée et pratique entre les divers niveaux de la structure. Leur conception doit respecter des normes rigoureuses de sécurité et d'accessibilité pour assurer le confort et la sécurité des utilisateurs. Il convient de noter que dans ce contexte, ils servent de terrasse inaccessible.

I.2.3.6. L'acrotère :

Un élément en béton armé est incorporé dans la dalle de la terrasse afin de renforcer la sécurité des occupants en réduisant les risques de chute. En plus de sa fonctionnalité

essentielle, il ajoute une dimension esthétique à l'ensemble de la structure de la terrasse, laquelle est conçue comme inaccessible.

I.2.3.7. Les fondations :

Ce sont des éléments en béton armé qui ont pour but de transférer les charges provenant des éléments de la structure tels que les poteaux, les murs, les voiles, etc., vers le sol. Le choix du type de fondation (isolée, filante, sur radier ou sur pieux) dépend de plusieurs facteurs, notamment la taille de la construction, la qualité du sol (en termes de résistance admissible) et les charges à supporter. Les fondations doivent garantir la stabilité de l'ouvrage en évitant tout tassement nuisible, glissement ou renversement

I.2.3.8. Les revêtements :

- Les plafonds seront recouverts d'un enduit en plâtre.
- Les murs extérieurs et les cloisons seront revêtus d'un enduit en ciment.
- Les planchers seront recouverts de carrelage.
- Une étanchéité multicouche imperméable sera appliquée sur le plancher terrasse pour empêcher l'infiltration des eaux de pluie.

I.2.4. REGLEMENTATION ET NORMES UTILISES :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ☞ **Le CBA93** (Code De Béton Armé).
- ☞ **Le RPA 99 révisée 2003** (Règlement Parasismique Algérien).
- ☞ **Le BAEL 91** (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ☞ **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ☞ **DTRBC2.331** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ☞ **DTR-BC2.21** (calcul des murs banchés).
- ☞ **LOGECIEL** : La modélisation par éléments finis de ce projet en utilisant le **logiciel Robot Autodesk version 2010 (RSA2010)**

I.3. METHODES DE CALCUL :

I.3.1. Etat limite ultime ELU :

L'état limite ultime (ELU) représente le point critique au-delà duquel la structure risque de subir une défaillance catastrophique. Il englobe plusieurs critères de contrainte et de déformation qui doivent être rigoureusement pris en compte pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

→ **L'état limite de l'équilibre statique** : Il s'agit de vérifier que la somme des forces et des moments agissant sur la structure est nulle, évitant ainsi tout risque de basculement ou de déformation excessive.

→ **L'état limite de résistance d'un des matériaux** : Cela implique de s'assurer que les matériaux constitutifs de la structure, tels que le béton et l'acier, conservent leur intégrité et leur capacité de résistance sous les charges prévues.

→ **L'état limite de stabilité de forme** : tel que le flambement, est évalué conformément aux directives du Code des Bâtiments Algérien de 1993 (**CBA93**), qui fixe les critères nécessaires pour prévenir le flambement des éléments structuraux.

D'autres considérations importantes incluent la préservation des sections planes, l'absence de glissement relatif entre les armatures et le béton, ainsi que les limites applicables à l'allongement ultime de l'acier et au raccourcissement ultime du béton.

Les contraintes-déformations du béton sont calculées en se référant à des diagrammes spécifiques, tels que le diagramme parabole rectangle pour les sections entièrement comprimées et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

En outre, il est possible de considérer la section d'un groupe de barres, tendues ou comprimées, comme concentrée en son centre de gravité, à condition que l'erreur induite sur la déformation unitaire demeure inférieure à 15 %.

I.3.2. Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service (ELS) représente la condition que doit respecter la structure pour assurer son utilisation normale et sa durabilité, tout en évitant tout dysfonctionnement ou dégradation excessive pouvant compromettre son bon fonctionnement.

- **L'état limite d'ouverture des fissures :** Il s'agit de garantir que les fissures dans la structure restent dans des limites acceptables pour assurer son intégrité et sa durabilité à long terme.
- **L'état limite de déformation :** Il vise à limiter les déformations de la structure, notamment en ce qui concerne la flèche maximale admissible, afin de maintenir ses performances et son apparence esthétique.
- **L'état limite de compression du béton :** Il consiste à s'assurer que la contrainte de compression dans le béton reste en dessous de sa capacité limite pour éviter toute défaillance ou dégradation prématurée.

Les hypothèses de calcul, conformément aux dispositions du BAEL91 (**article IV.1**), incluent notamment le traitement du béton et de l'acier en tant que matériaux linéairement élastiques, où la contrainte est proportionnelle à la déformation. Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est défini par la relation $n = E_s/E_b$, où E_s est le module de Young de l'acier et E_b est le module de Young du béton.

I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I.4.1. Le Béton :

I.4.1.1. Définition :

Le béton, matériau de construction omniprésent et fondamental dans l'industrie du génie civil, est une composition complexe qui repose principalement sur un liant, le ciment, et des agrégats inertes tels que le sable et les graviers, en plus de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le ciment, quant à lui, est une poudre fine obtenue par broyage de clinker, une matière première constituée de calcaire et d'argile chauffés à haute température puis refroidis rapidement. Cette poudre est mélangée avec de l'eau pour former une pâte qui, en durcissant, lie les agrégats ensemble pour former le béton.

Sa composition typique pour 1 mètre cube est la suivante :

- Ciment : **350 kg** de CPA325.
- Gravier : 800 litres de granulats de 15/25 *mm*.
- Sable : 400 litres de granulats de 0/5 *mm*.
- Eau : 175 litres pour le mélange

A. Avantages du béton :

- Résistance élevée à la compression, permettant la construction de structures solides et durables.
- Souplesse d'utilisation, offrant une adaptabilité à une variété d'applications de construction, du bâtiment aux infrastructures.
- Facilité d'entretien en raison de sa durabilité et de sa résistance aux intempéries et aux conditions environnementales.
- Résistance au feu, assurant une protection contre les incendies et les températures élevées.
- Possibilité de préfabrication des éléments de construction de formes variées, facilitant la rapidité et l'efficacité de la construction.

B. Inconvénients du béton :

- Résistance relativement faible à la traction, pouvant conduire à des fissures sous certaines charges et contraintes.
- Poids volumique élevé, nécessitant une planification minutieuse des fondations pour supporter la charge
- Difficulté de modification des éléments existants en raison de la nature rigide et permanente du matériau.

I.4.1.2. Les constituant du béton :

- **Ciment :**

Le ciment est l'ingrédient actif du béton qui agit comme une colle pour lier les autres matériaux ensemble. Le type de ciment utilisé dépend des exigences spécifiques du projet. Le ciment Portland est le type de ciment le plus couramment utilisé dans la construction.

- **Granulats :**

Les granulats sont des particules de matériau inerte qui renforcent le béton. Ils sont généralement divisés en deux catégories : les granulats fins (sable) et les granulats grossiers (gravier). Le sable est utilisé pour remplir les vides entre les grains de gravier, améliorant ainsi la densité et la résistance du mélange de béton.

- **Eau :**

L'eau est nécessaire pour activer la réaction chimique entre le ciment et les autres matériaux. Le dosage en eau est crucial pour garantir la bonne consistance du béton tout en assurant sa résistance et sa durabilité.

- **Adjuvants :**

En plus des trois principaux composants, des adjuvants peuvent être ajoutés pour améliorer les propriétés du béton. Ces adjuvants peuvent inclure des plastifiants pour améliorer la maniabilité du béton, des retardateurs pour retarder le temps de prise, des accélérateurs pour accélérer le durcissement, des agents de couleur pour teinter le béton, etc.

I.4.1.3. Dosages :

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté

I.4.1.4. Résistance :

A. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm^2 de section ($= 16\text{cm}$) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($H = 32\text{cm}$). Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95} * f_{c28} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} > 40\text{Mpa}$$

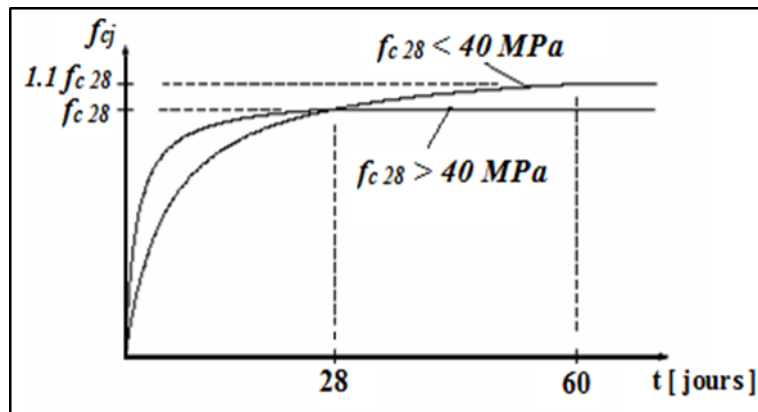


Figure 3 - Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

B. Résistance caractéristique à la traction :

I.4.1.5. Module de déformation longitudinale :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

I.4.1.6. Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times 3\sqrt{f_{cj}}, \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa})$$

I.4.1.7. Le module de déformation longitudinale différé :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = \left(\frac{1}{3}\right)E_{ij} = 11000(f_{c28})$$

Pour les vérifications Courantes $j > 28$ jours on a :

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

On a :

$$E_{v28} = 10721,40\text{MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20\text{MPa}$$

I.4.1.8. Module déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement)}$$

Avec :

☞ E: module de Young

☞ V: Coefficient de poisson

☞ G ELS=18493,45MPa

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_l}$$

☞ ξ : Déformation limite transversale.

☞ ξ_l : Déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations à l'ELU, le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations à l'ELS, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2

I.4.1.9. Contrainte ultime :

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

☞ **La contrainte ultime du béton en compression :**

On adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

☞ f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

☞ γ_b : Coefficient de sécurité

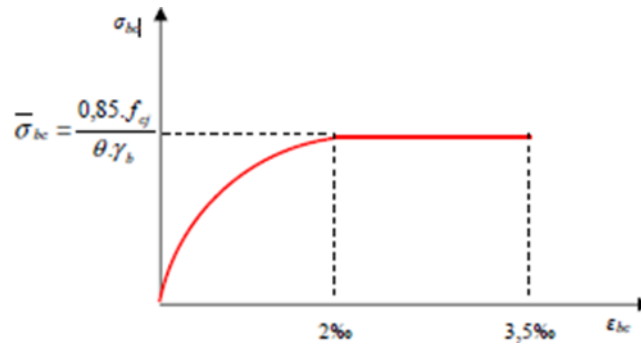


Figure 4 - Diagramme des contraintes de déformation

Tableau 1 - Contrainte

Situations	Durables ou transitoires	Accidentelles
γ_b	1,5	1,15
f_{bu} (MPa)	14,20	18,48

☞ Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par: $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0.2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu-préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour fissuration préjudiciable}$$

B. Etat limite de service (ELS) :

☞ La contrainte limite à l'Etat limite de service

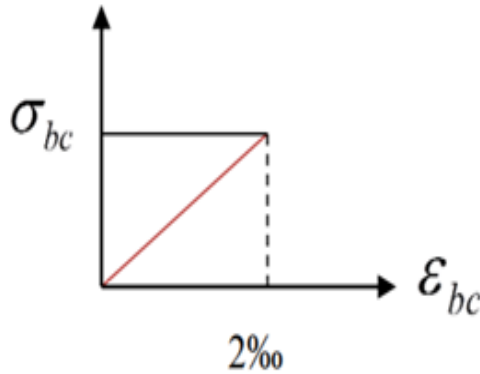


Figure 5 - Diagramme des contraintes limite du béton

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole-rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

σ_{bc} (Mpa)

La contrainte du béton à l'ELS est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

I.4.2. L'acier :

I.4.2.1. Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

I.4.2.2. Type d'acier utiliser :

- **Ronds lisses (R.L) :**

Ce sont des barres laminées, d'une section circulaire, dont les nuances sont :

☞ $f_e = 215\ \text{MPa}$ (contrainte à la limite élastique).

☞ $f_e = 330\ \text{MPa}$ à $490\ \text{MPa}$ (contrainte à la limite de rupture).

- **Les aciers à haute adhérence (HA) :**

Selon **RPA99 (Article 7.2.2)** 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 en utilise les aciers de nuances $f_e E400$:

☞ $f_e = 400\ \text{MPa}$; $f_r = 480\ \text{MPa}$; $\sigma_s = 348\ \text{MPa}$.

☞ $\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration).

☞ $\gamma_s = 1.15$ (Coefficient de sécurité).

☞ Φ_s : Coefficient de scellement.

☞ $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

- **Treillis soudés :**

Ce sont des mailles formées par des treillis soudés élastiquement en chaque point de croisement :

☞ TL50 ($\theta \geq 6\ \text{mm}$) ; $f_e = 500\ \text{MPa}$.

I.4.2.3. Contrainte limite à l'Etat limite ultime (ELU) :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

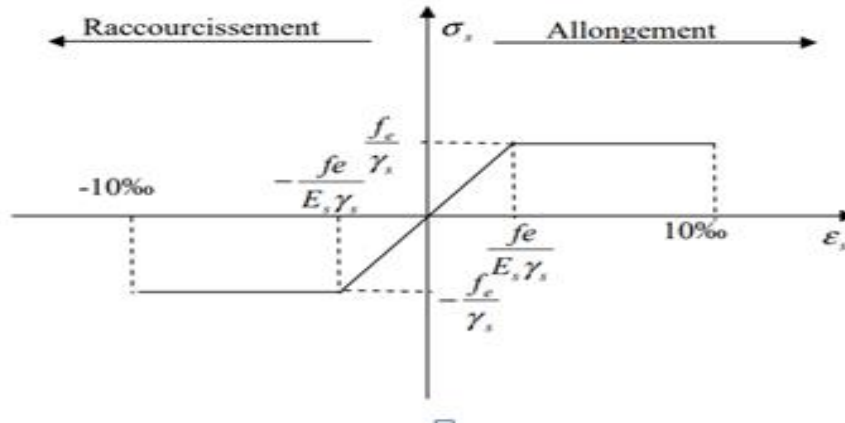


Figure 6 - Diagramme contrainte déformation de l'acier ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \varepsilon_{eS} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

☞ γ_s : Coefficient de sécurité: $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

☞ $\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable où transitoire.

☞ $E_s = 200\,000$ MPa.

I.4.2.4. Contrainte limite à l'Etat limite de service :

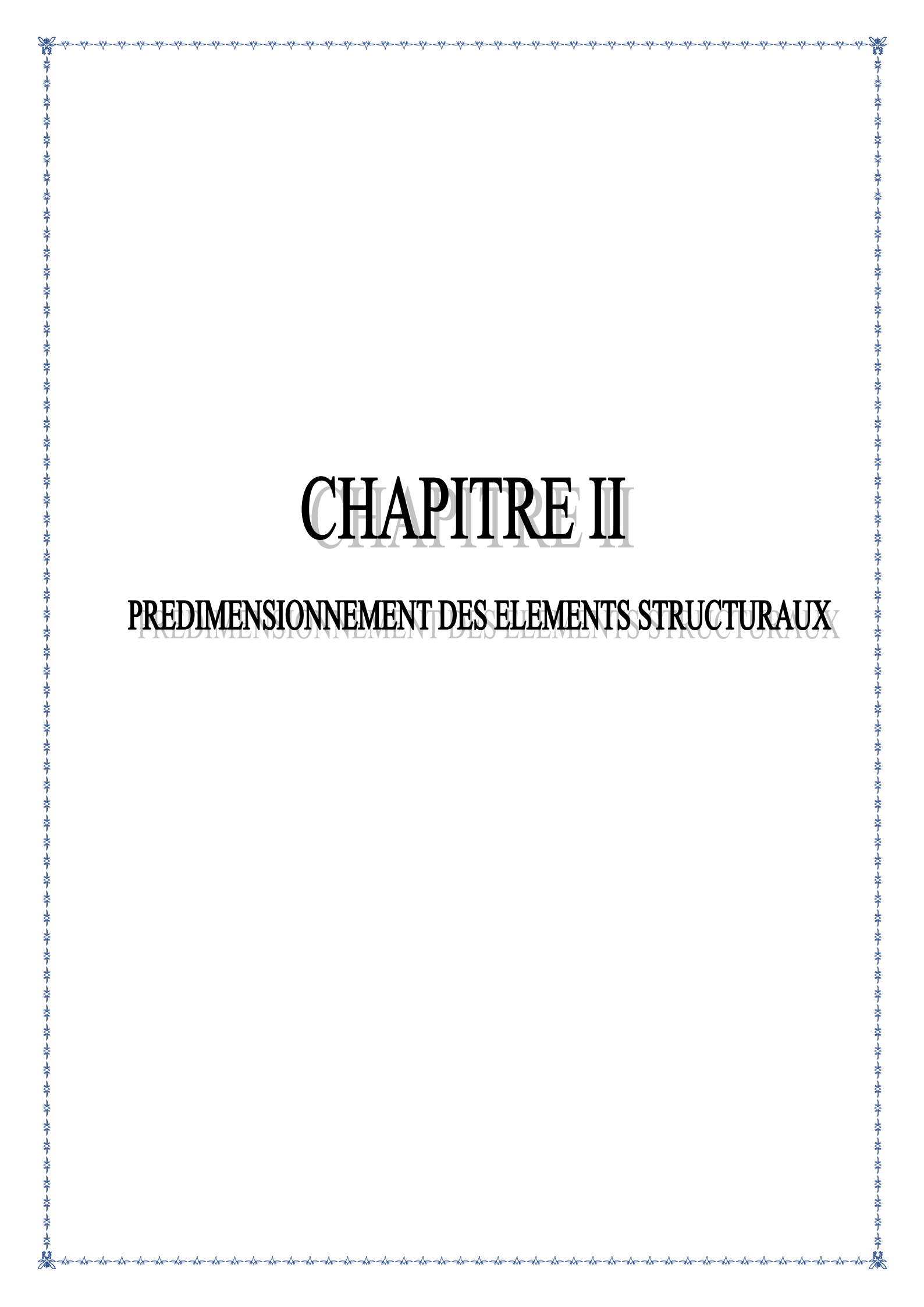
Nous avons pour cet état :

☞ fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \sigma_- = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{f_{ctj}})$

☞ fissuration très préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \sigma_- = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{f_{ctj}})$

☞ $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

☞ $\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

A decorative border with a repeating floral pattern surrounds the entire page.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

II.1. INTRODUCTION :

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

☛ **Sollicitations verticales** : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.

☛ **Sollicitations horizontales** : dues aux effets du vent et du séisme. Le pré dimensionnement sera fait selon les règles, le **RPA 99/version 2003** et le **CBA93**, en vigueur pour déterminer les réactions des éléments résistants de la structure.

Après avoir définie les caractéristiques géométriques de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au dimensionnement des éléments porteurs de la structure à savoir : les planchers, les poutres, les balcons, les voiles, les poteaux, l'escalier, l'acrotère

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

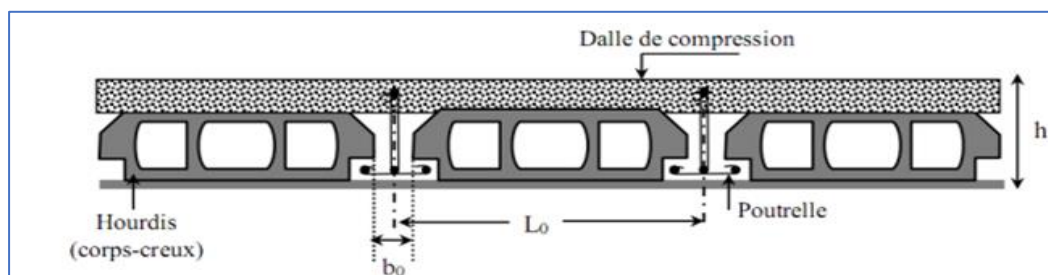


Figure 7 - Coupe transversale du plancher en corps creux

Les planchers sont des éléments de faible épaisseur par rapport à leurs dimensions en plan, reposant sur deux, trois ou quatre supports. Ils seront semi-préfabriqués en utilisant des corps creux, avec une dalle de compression renforcée par un treillis soudé, assurant ainsi l'unité et la solidité de l'ensemble

II.2.1. La hauteur du plancher h_t :

Doit vérifier la condition de la flèche suivante :

Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

$$h \geq \frac{L}{22.5}$$

-h : l'épaisseur de dalle comprise (la hauteur totale de section des poutrelles).

-L : la plus grande portée parallèle aux poutrelles.

- la plus grande portée est : **L=390 cm.**

$$\frac{L}{22.5} = \frac{390}{22.5} = 17,33 \text{ cm}$$

on prend (16+4) $\rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$

II.2.2. Les poutrelles (nervures) :

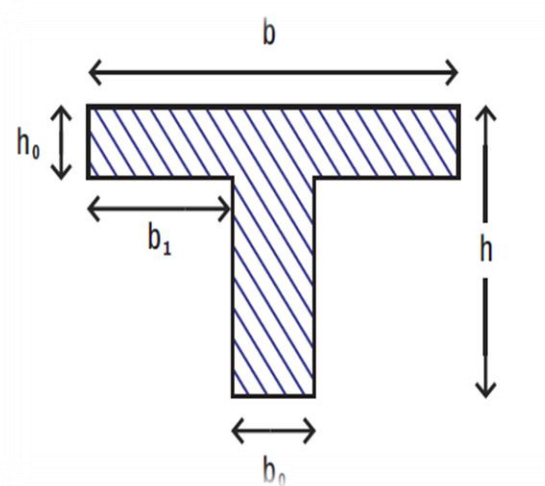


Figure 8-Dimension de poutrelle

On considère une section en " Tté " de hauteur totale **h =20 cm**

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.5h_t$$

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20$$

$$6 \leq b_0 \leq 10 : \text{on adopte } \mathbf{b_0=10cm}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}\right) = \min\left(\frac{390}{10}; \frac{55}{2}\right)$$

$$b_1 = \text{Min} (39 \text{ cm} ; 27.5 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \mathbf{b_1 = 27,5 \text{ cm}}$$

D'ou :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 27,5) + 10$$

$$\rightarrow b = 65\text{cm}$$

Avec :

☞ L : portée maximale de la nervure.

☞ L_0 : distance entre nus de la nervure (l'hourdis disponible en marché a $L_0 = 55\text{cm}$).

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments horizontaux. Leur rôle est de transmettre aux poteaux les efforts dues aux charges et aux surcharges ramenées par les plancher.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelle et les poutres secondaire qui assurent le chainage

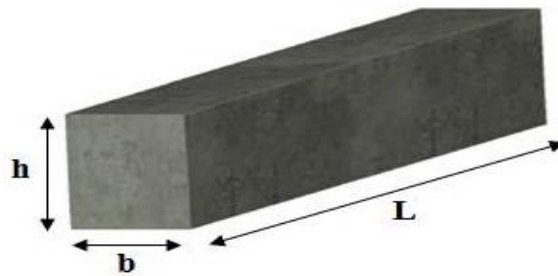


Figure 9 - Dimension de poutre

Ses dimensions sont données les relations suivantes : (BAEL91)

$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow$ Pour les poutres sur appuis simples

$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow$ Pour les poutres continues (travée intermédiaire)

$L/15 \leq h \leq L/12 \rightarrow$ Pour les poutres continues (travée de rive)

Tout en respectant les conditions du **RPA99 (article 7.5.1)**, relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\rightarrow \begin{cases} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

II.3.1. Les poutres principales(pp):

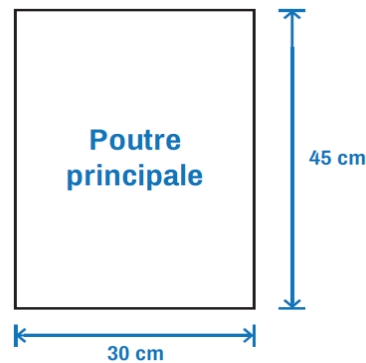


Figure 10 - Poutre principal

Les poutres principales sont des éléments structuraux horizontaux conçus pour supporter des charges verticales et transmettre ces charges aux supports adjacents, tels que les poteaux ou les murs. Elles sont généralement caractérisées par une section transversale rectangulaire, en T ou en I, et sont essentielles pour assurer la stabilité et la résistance de la structure dans son ensemble.

☞ La hauteur :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow L=525\text{cm}$$

$$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10}$$

$$35 \text{ cm} \leq h \leq 52,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h=45\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.6 \times 45$$

$$13.5 \leq b \leq 27 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b=30\text{cm}$$

Vérification des conditions du RPA :

$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$h/b=1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

II.3.2. Poutres secondaires(ps) :

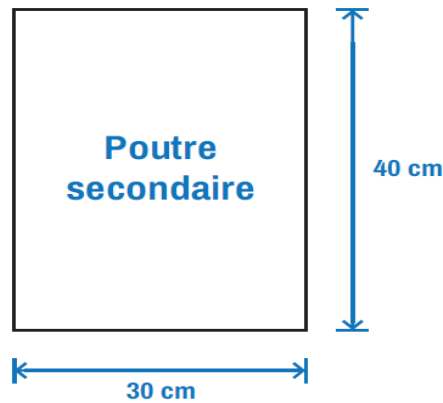


Figure 11 - Poutre secondaire

Les poutres secondaires sont des éléments horizontaux de structure, de dimensions généralement plus petites que les poutres principales.

☞ La hauteur :

Elle est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

→ **L=430cm**

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

$$28.67 \leq h \leq 43$$

→ **h=40cm**

☞ La largeur :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 28$$

Donc : **b=30cm**

☞ Vérification des conditions du RPA :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$h/b = 1.3 < 4. \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

☞ Les poutres principale : **(30x45) cm**

☞ Les poutres secondaires : (30x40)cm

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :

Un escalier est dans une construction , est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre .

Un escalier est déterminé par :

- ☞ Sa montée (hauteur à gravir) H
- ☞ Son emmarchement (largeur utile) E
- ☞ Son giron g
- ☞ Sa hauteur de marche h

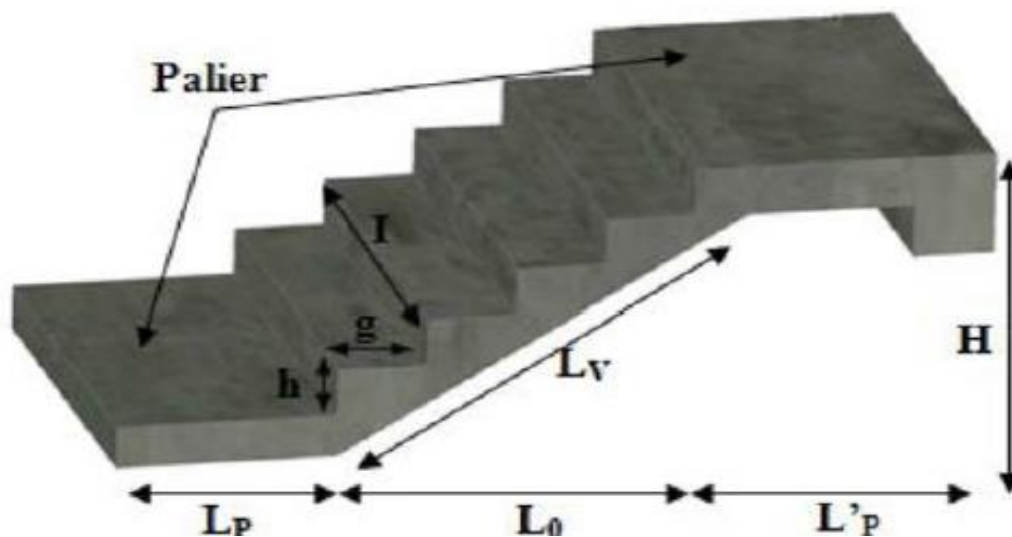


Figure 12 - Caractéristique des escaliers

Relation de Blondel :

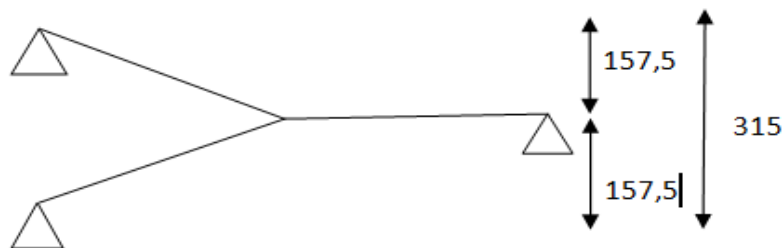


Figure 13 - Escalier

Un escalier se montera fatigue s'il respecte la relation de blondel $\rightarrow 59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$

☞ Hauteur d'étage : $h_e = 3.15 \text{ m}$.

☞ Hauteur de gravir : $H = \frac{h_e}{2} = \frac{315}{2} H = 157.5 \text{ cm}$

☞ Hauteur de contre marche :

$$13 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

☞ Nombre de contre marches : $n_c = \frac{157.5}{17} \rightarrow n_c = 9 \text{ contre marches}$

☞ Nombre de marches par volée : $n_{\max} = n_c - 1 \rightarrow 9 - 1 n_{\max} = 8 \text{ marches}$

☞ Le giron : $g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \rightarrow g = 30 \text{ cm}$.

☞ Inclinaison de la volée : $\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{157.5}{240} = 0.66 \alpha = 33.42^\circ$.

☞ La longueur de volée est : $L = \sqrt{240^2 + 157.5^2} \rightarrow L = 287,06 \text{ cm}$

Donc :

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

La condition de blondel est vérifiée ✓

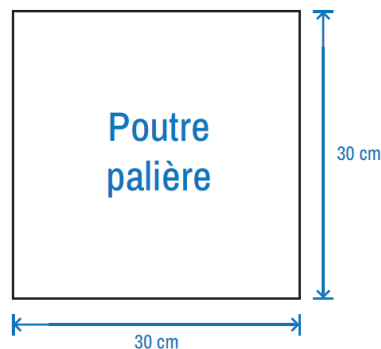
L'épaisseur de palier d'escalier :

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

$$\frac{287,06}{30} \leq e_p \leq \frac{287,06}{20}$$

$$9.56 \leq e_p \leq 14.35$$

En adopte $\rightarrow e_p = 14 \text{ cm}$

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DE POUTRE PALIERE :**Figure 14 - Poutre palière**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad L=355 \text{ cm}$$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10}$$

$$23.66 \text{ cm} \leq h \leq 35.5 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre

→ On prend : **h = 35 cm**

b : Largueur de la poutre

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \rightarrow 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,6 \times 35$$

$$10.5 < b < 21$$

On prend : **b = 30 cm**

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

Vérification : le RPA99 version 2003

$$b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$h > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$\frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

☞ Poutre palière : **(30 × 35) cm**

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux, éléments en béton armé de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, sont destinés à transmettre les charges aux fondations. Leur pré dimensionnement se fait initialement en considérant la compression centrée selon les normes du CBA93 (Article B.8.2.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée, ils doivent également répondre au critère de stabilité de forme requis par le RPA.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\Rightarrow \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{zones I et IIa}$$

$$\Rightarrow \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{2}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Pour notre travail situé en zone moyenne sismique (Zone IIa) à Skikda :

Pour les Poteaux (50x50) cm

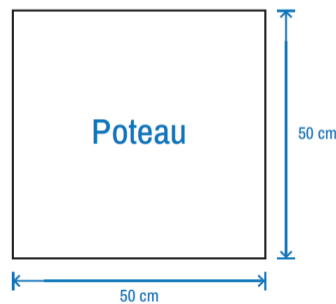


Figure 15 - Poteau(50x50) cm

$$\Rightarrow \text{Min } (50, 50) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$\Rightarrow \text{Min } (50, 50) \geq 15.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$\Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

La vérification selon le BAEL91 :

$$\lambda \leq 50, \text{ où } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec:

$$l_f = 0.7 h_e$$

$$l_f = 0,7 \times 315 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_f = 220,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b = h = 50 \text{ cm}$$

$$B = b \times h = 2500 \text{ cm}^2 = 0.2500 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{(b \times h^3)}{12} = \frac{(50)^4}{12} = 520833,33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{I/B} = \sqrt{(520833,335/2500)} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{220,5}{14,43} = 15,28 \text{ cm} < 50 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

→ Pas de risque de flambement

Pour les Poteaux (40x40) cm

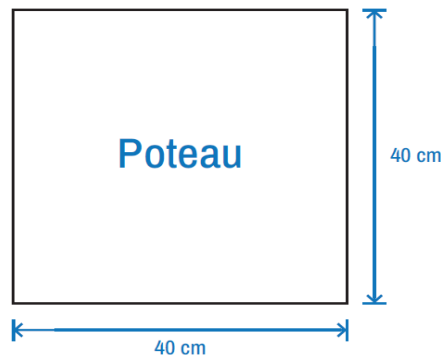


Figure 16 - Poteaux (40x40) cm

$$\Rightarrow \text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$\Rightarrow \text{Min}(40, 40) \geq 15.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$\Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

La vérification selon le BAEL91 :

$$\lambda \leq 50, \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$$l_f = 0.7h_e$$

$$l_f = 0,7 \times 315 \text{ cm}$$

$$\rightarrow l_f = 220,5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b = h = 40 \text{ cm}$$

$$B = b \times h = 1600 \text{ cm}^2 = 0.1600 \text{ m}^2$$

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333,33}{1600}} = 11,55 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{220,5}{11,55} = 19,10 < 50 \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

→ Pas de risque de flambement

On adopte les sections des poteaux : (50 × 50) cm et (40×40) cm

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles, constitués de murs en béton armé, jouent un rôle crucial dans le contreventement du bâtiment et peuvent également supporter une partie des charges verticales. Ils sont souvent disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée et peuvent servir de transmission des charges verticales sans nécessiter de renfort par des poteaux.

Pour être considérés comme voiles de contreventement, les éléments doivent satisfaire à la condition $L \geq 4a$, où L représente la longueur du voile et a son épaisseur. Au-delà de cette condition, ils sont considérés comme des éléments linéaires.

Selon les normes du **RPA 99/version 2003**, une épaisseur minimale de **15 cm** est requise pour les voiles, et cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

En résumé, pour notre cas, nous pouvons utiliser le troisième type de voiles, avec les caractéristiques suivantes :

Les voiles de contreventement doivent respecter la condition : $L \leq 4a$.

L'épaisseur du voile (a) doit être au moins égale à $\frac{h_e}{20}$, où h_e représente la hauteur libre d'étage.

En fonction de la disposition des poteaux, les épaisseurs minimales recommandées sont les suivantes :

- $a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; 15 \text{ cm} \right)$ ☞ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux
- $a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right)$ ☞ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau

- $a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$ ↗ Pour les voiles à abouts libre

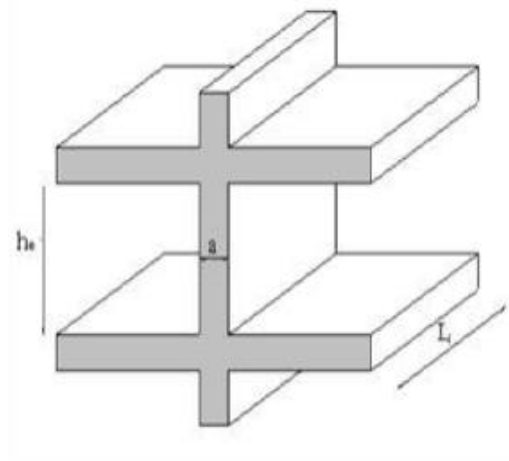


Figure 17 - Coupe de voile en élévation

Tableau 2- Epaisseur de voile

Pour le entre-sol 2 :	Pour le entre-sol 1 :	Pour le RDC Etage courant
$L = 400 - 20 = 380\text{cm}$	$L = 315 - 20 = 295\text{cm}$	$L = 315 - 20 = 295\text{cm}$
$e \geq \frac{380}{25} = 15.20 \text{ cm}$	$e \geq \frac{295}{25} = 11.80\text{cm}$	$e \geq \frac{295}{25} = 11.80\text{cm}$
$e \geq \frac{380}{22} = 17.27\text{cm}$	$e \geq \frac{295}{22} = 13.40 \text{ cm}$	$e \geq \frac{295}{22} = 13.40\text{cm}$
$e \geq \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}$	$e \geq \frac{295}{20} = 14.75 \text{ cm}$	$e \geq \frac{295}{20} = 14.75\text{cm}$

Donc, on adopte pour toute les voiles une épaisseur de :

→ $e = 20 \text{ cm}$.

II.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES BALCONS (LES DALLES PLEINES) :

Les dalles pleines sont des éléments de structure caractérisés par leur faible épaisseur par rapport à leurs autres dimensions et peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur minimale de la dalle est déterminée par la règle suivante :

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

→ **L** : Représente la petite portée du panneau le plus sollicité, dans le cas le plus défavorable.

Pour notre bâtiment, **L=150 cm**, et **ep** $\geq \frac{150}{10}$

Donc : **ep** $\geq$ **15 cm**.

On adopte une épaisseur :

→ **ep** = **15 cm**.

II.8. PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ACROTERE :

L'acrotère, réalisé en béton armé, est intégré au niveau du plancher terrasse pour prévenir l'infiltration des eaux pluviales entre la pente et le plancher terrasse. Il supporte son propre poids, générant ainsi un effort normal, ainsi qu'une charge d'exploitation non pondérée, estimée à **1 KN/mètre linéaire**, engendrant un moment de flexion et une force sismique.

Dans notre projet, les dimensions de l'acrotère sont les suivantes : La surface totale de l'acrotère est calculée comme la somme des surfaces des différentes parties, Soit :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = \frac{(0.45 \times 0.15) + (0.05 \times 0.10) + (0.25 \times 0.10) + (0.05 \times 0.15)}{2}$$

$$\rightarrow S = 0.10125 \text{ m}^2.$$

$$\text{Poids linéaire} \rightarrow G = 0.10125 \times 25$$

$$\rightarrow G = 2.53 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

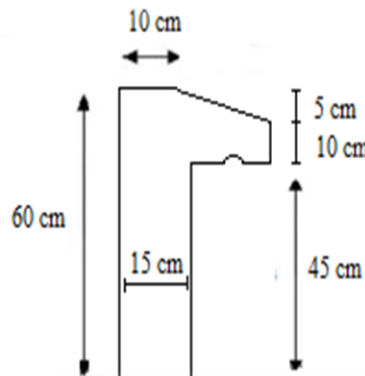


Figure- 18 - Dimension de l'acrotère

II.8.1. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ☞ Les charges permanentes (G).
- ☞ Les surcharges d'exploitation (Q).
- Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon le D.T.R.B.C2.2

II.8.2. Plancher terrasse (inaccessible):

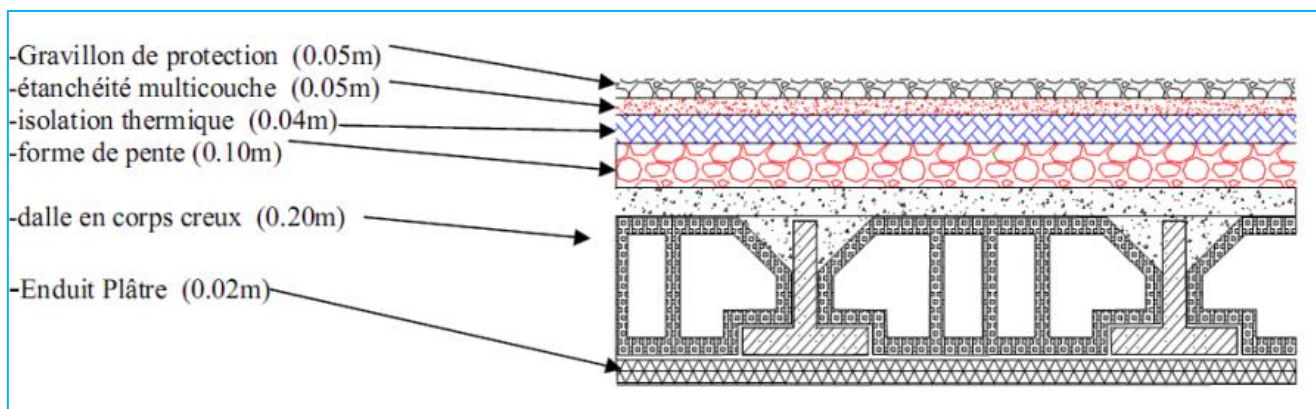


Figure 19 - Plancher terrasse inaccessible

Tableau 3- La charge parmannte de plancher terrasse

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,05	18	0,90
Étanchéité multicouche	0,03	6	0,18
Forme de pente	0,07	22	1,54
Isolation thermique	0,04	5	0,20
Dalle en corps creux	0,16+0,04	14,25	2,85
Enduit	0,02	14	0,28
Total			5,95

☞ La charge permanente : $G = 5,95 \text{ KN/m}^2$.

☞ Les charges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.8.3. Planchers étages courant :

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

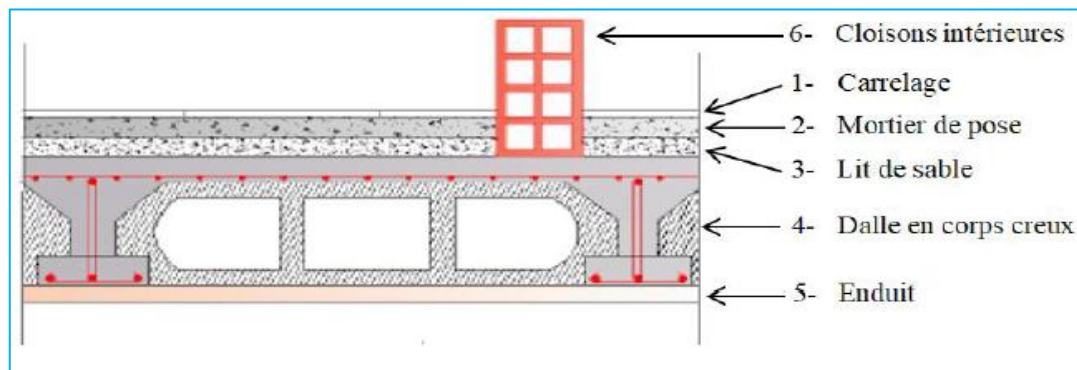


Figure 20 - 4 Plancher étage courant

Tableau 4 - La charge permanente de l'étage courant

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge (KN/m^2)
Carrelage	0,02	24	0,48
Mortier de pose	0,04	20	0,80
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en corps creux	0,16+0,04	14,25	2,85
Enduit	0,02	14	0,28
Cloisons intérieures	0,1	8	0,80
Total			5,57

☞ La charge permanente : $G = 5,57 \text{ KN/m}^2$.

☞ Les charges d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}$

II.8.4. Maçonnerie :

☞ Mur extérieur (30% d'ouvertures) :

Tableau 5 - La charge permanente de le mur extérieure

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit intérieure	0,02	18	0,36
Briques creuse (0,15+0,10)	0,25	9	2,25
Enduit extérieure	0,02	12	0,24
Total			2,85

La charge permanente $\rightarrow G = 2,85 - \frac{30}{100} \times 2,85 = 2 \text{ KN/m}^2$.

II.8.5. Les balcons :

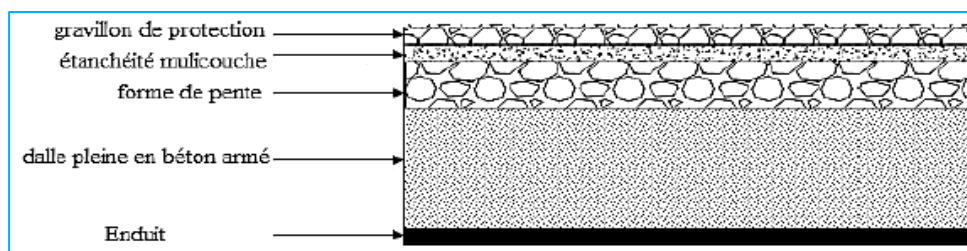


Tableau 6 - Les couches de balcon

Tableau 7 - La charge permanente de balcon

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	18	0,54
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine en béton armé	0,14	25	3,5
Enduit en plâtre	0,02	14	0,28
Cloisons intérieures	0,1	8	0,80
Total			5,88

- Les charges d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge permanente : $G=5,88 \text{ KN/ m}^2$

II.8.6. Les escaliers :

☞ **Paliers :**

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	17	0.34
Dalle en béton armé	0,15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL			5.29

Tableau 8- La charge permanente de palier

☞ Les charges d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

☞ La charge permanente : $G = 5.29 \text{ KN/m}^2$

☞ **Palliasse(volée) :**

Tableau 9 - La charge permanente de paillasse

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Poids des marches	0.17	12	2.04
Paillasse	0.14	25/cosa	4.44
Enduit de plâtre	0.02	18	0.36
TOTAL			7.68

La charge permanente : $G = 7.68 \text{ KN/m}^2$

Les charges d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.8.7. L'acrotère :

II.8.7.1. Charge permanente :

L'acrotère est à une charge permanente due à son poids propre. Cette charge est calculée de la manière suivante :

$$G = \rho BA \times S \quad \text{Avec :}$$

$$\rho \text{ Béton} = 25 \text{ KN/m}^3$$

Pour le calcul de l'aire de la section transversale, il a été procédé à division en 04 parties S1, S2 et S3 et S4 tel que :

$$S_1 = \frac{b_1 \times h_1}{2} = \frac{0,15 \times 0,05}{2} = 0,00375 \text{ m}^2$$

$$S_2 = b_2 \times h_2 = 0,45 \times 0,15 = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$S_3 = b_3 \times h_3 = 0,1 \times 0,25 = 0,025 \text{ m}^2$$

$$S_4 = b_4 \times h_4 = 0,1 \times 0,05 = 0,005 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 0,00375 + 0,0675 + 0,025 + 0,005$$

$$\rightarrow S = 0,10125 \text{ m}^2$$

II.8.7.2. Poids linéaire:

$$G = \rho BA \times S = 25 \times 0,10125$$

$$\rightarrow G = 2,53 \text{ kN/ml}$$

II.9. LA DESCENTE DES CHARGES :

II.9.1. Introduction :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations, on aura à considérer :

- ☞ Le poids propre de l'élément.
- ☞ La charge de plancher qu'il supporte.
- ☞ La part de cloison répartie qui lui revient.
- ☞ Les éléments secondaires

II.9.2. Rôle de descente des charges :

- ☞ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, ,,,,,.
- ☞ Vérification de la section des éléments porteurs.

II.9.3. La loi de dégression :

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 6ème étage : $Q_0 + Q_1$

Plancher 5ème étage : $Q_0 + 0.95x (Q_1 + Q_2)$

Plancher 4ème étage : $Q_0 + 0.9x (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Plancher 3ème étage : $Q_0 + 0.85x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Plancher 2ème étage : $Q_0 + 0.8x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Plancher 1er : $Q_0 + 0.75x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Plancher RDC : $Q_0 + 0.71x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Plancher 1er entre-sol : $Q_0 + 0.68x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Plancher 2ème entre-sol : $Q_0 + 0.66x (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

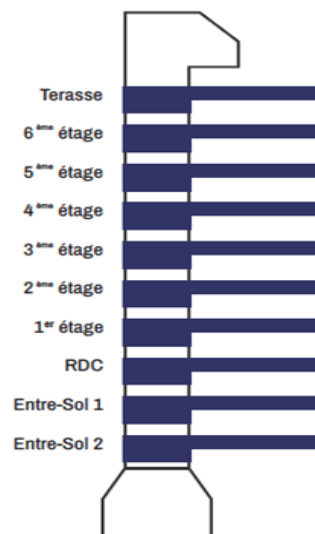


Figure 21 - Coupe de descente des charges

- **L'application de descente des charges :**

Pour notre projet en applique la loi de dégression des charges comme suit :

➤ **Poteau central:**

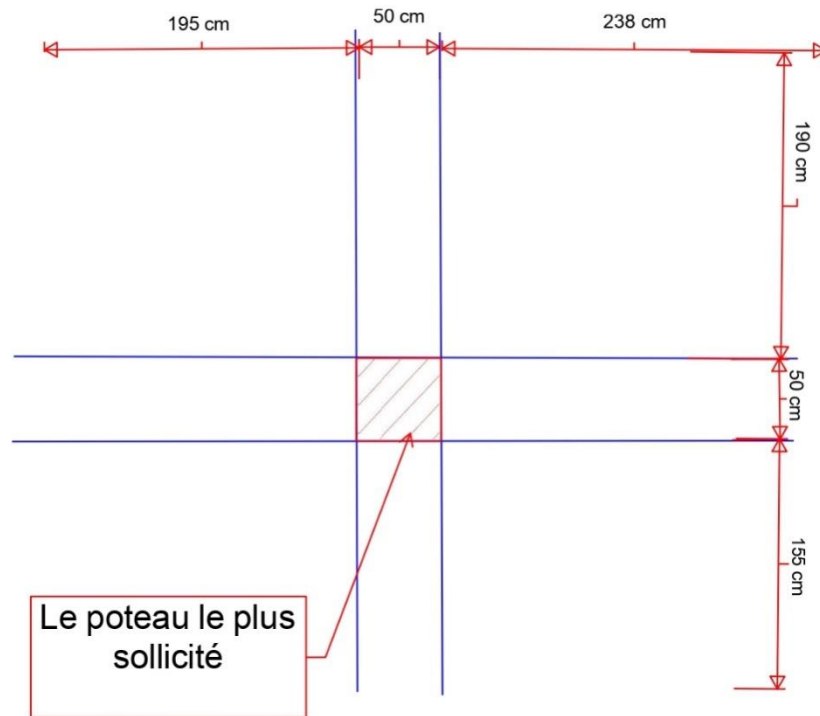


Figure 22 - Poteau l plus sollicité

☞ **Surface total:**

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,95 \times 1,90) + (2,38 \times 1,90) + (2,38 \times 1,55) + (1,95 \times 1,55)$$

$$\rightarrow S_T = 14,94 \text{ m}^2$$

☞ **L'effort normal ultime Nu au poteau central :**

☞ **Plancher terrasse :**

$$G_{pt} = S_T \times G_t = 14,94 \times 5,95 = 88,90 \text{ KN}$$

$$Q_{pt} = S_T \times Q_{terrasse} = 14,94 \times 1 = 14,94 \text{ KN}$$

☞ **Plancher courante :**

$$G_{pec} = S_T \times G_{courante} = 14,94 \times 5,57 = 83,22 \text{ KN}$$

$$Q_{pec} = S_T \times Q_{courante} = 14,94 \times 1,5 = 22,41 \text{ KN}$$

☞ **Poids propre du Poteau :**

$$G_{poteau \text{ RDC}} = 0,5 \times 0,5 \times 3,15 \times 25 = 19,68 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau (entre-sol 1)}} = 0,5 \times 0,5 \times 3,15 \times 25 = \mathbf{19.68KN}$$

$$G_{\text{poteau (entresol 2)}} = 0,5 \times 0,5 \times 4 \times 25 = \mathbf{25 KN}$$

☞ **Poids propre des poutres principales pour un seul niveau :**

$$G_{\text{P.P}} = [0,3 \times 0,45 \times (1,95+2,38)] \times 25 = \mathbf{14,61 KN}$$

☞ **Poids propre des poutres secondaires pour un seul niveau :**

$$G_{\text{P.S}} = [0,3 \times 0,40 \times (1,55+1,90)] \times 25 = \mathbf{10,35 KN}$$

Tableau 10 - Tableau descente de charges de poteaux central

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N1-1	Plancher terrasse inaccessible : 14,94×5.95	88,90	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4.33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Surcharge $Q_0 = 1 \times 14,94$		14,94
	TOTAL1-1	113,86	14,94

N2-2	Revenant N1-1	113,86	14,94
	Plancher étage courant : 14,94 x 5,57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4.33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.40x 0.40×3.15×25	12,60	
	Surcharge : $Q_1 = 1,5 \times 14,94$		22,41
	$Q_0 + Q_1$		37,35
	TOTAL2-2	234,64	37,35

N3-3	Revenant N_{2-2}	234,64	37,35
	Plancher étage courant : 15,25 x 5,57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4.33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.40x 0.40×3.15×25	12,60	
	Surcharge : $Q_2=1,5 \times 14,94$		22,41
	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$		57,52
	Total 3-3	355,42	94,87

N4-4	Revenant N_{3-3}	355,42	94,87
	Plancher étage courant : 14,94×5.57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4.33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.40x 0.40×3.15×25	12,60	
	Surcharge : $Q_3=0,15 \times 14,94$		22,41
	$Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$		75,45
	Total 4-4	476,20	170,32

N5-5	Revenant $N_{4,4}$	476,20	170,32
	Plancher étage courant : 14,94×5.57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4.33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.40x 0.40×3.15×25	12,60	
	Surcharge : $Q_4=1,5 \times 14,94$		22,41
	$Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$		91,13
	Total 5-5	596,98	261,45

N6-6	Revenant $N_{5,5}$	596,98	261,45
	Plancher étage courant : 14,94×5.57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4.33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.40x 0.40×3.15×25	12,60	
	Surcharge : $Q_5=1,5 \times 14,94$		22,41
	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$		104,58
	Total 6-6	717,76	366,03

N7-7	Revenant N ₅₋₅	717,76	366,03
	Plancher étage courant : 14,94×5.57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4.33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.40x 0.40×3.15×25	12,60	
	Surcharge : $Q_6=1,5 \times 14,94$		22,41
	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$		115,79
	Total 7-7	838,54	481,82

N ₈₋₈	Revenant N6-6	838,54	481,82
	Plancher étage courant : 14,94×5.57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4.33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.5×0.5×3,15×25	19,68	
	Surcharge : $Q_7=1,5 \times 14,94$		22,41
	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$		126,32
	Total RDC 2	966,40	608,14

N_{entre-sol 1}	Revenant N ₈₋₈	966,40	608,14
	Plancher sous-sol 2 : 14,94×5.57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4,33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.5×0.5×3.15×25	19,68	
	Surcharge : $Q_8=2.5 \times 14,94=38,13$		37,35
	$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$		147,01
	Total	1094,26	755,15

N_{entre-sol 2}	Revenant N _{sous-sol 1}	1094,26	755,15
	Plancher sous-sol 2 : 14,94×5.57	83,22	
	Poutre principale : 0.3×0.45×4,33×25	14,61	
	Poutre secondaire : 0.3×0.4×3,45×25	10,35	
	Poteau : 0.5×0.5×4×25	25	
	Surcharge : $Q_8=2.5 \times 14,94$		37,35
	$Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$		167,78
	Total	1227,44	922,93

☞ Calcul de l'effort normal ultime :

$$G = 1227,44 \text{ KN et } Q = 922,93 \text{ KN}$$

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_U = 1.35 \times 1227,44 + 1.5 \times 922,93 = 3041,44 \text{ KN}$$

$$N_U = 3041,44 \text{ KN.}$$

On majored **10 %**

$$N_U = 1.1 \times 3098,44$$

$$\rightarrow N_U = 3345,58 \text{ KN}$$

Condition de résistance :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

On calcule :

$$B_r = (b - 2 \text{ cm}) \times (h - 2 \text{ cm}) = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow B_r = 0,2304 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{15,28}{35} \right)^2}$$

$$\rightarrow \alpha = 0.819$$

$$A_s = \frac{0,8}{100} \times 0,2500$$

$$\rightarrow A_s = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$N_U = 3,35 \text{ MN} \leq 0,812 \times \left[\frac{0,2304 \times 25}{0,9 \times 1 \times 1,5} + 2 \times 10^{-3} \times \frac{400}{1,15} \right] = 4,03 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

CHAPITRE III

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1. INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharge d'exploitation, cependant ils doivent être vérifiés sous l'action sismique. Dans le présent chapitre on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ☞ L'acrotère.
- ☞ Les balcons.
- ☞ Les escaliers et la poutre palière.
- ☞ Les planchers à corps creux.

III.2. ETUDE DE L'ACROTERE :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément structurel qui entoure un bâtiment et est conçu pour protéger la toiture et les zones avoisinantes contre les infiltrations d'eau de pluie. Il est généralement intégré de manière contiguë à la forme de la pente du toit et agit comme une extension du plancher de la terrasse. La partie la plus critique de l'acrotère se situe au niveau de son encastrement. Il supporte son propre poids ainsi qu'une charge d'exploitation horizontale non pondérée, estimée à **1000 N par mètre linéaire**, ce qui induit un moment de flexion. Les calculs doivent être réalisés en considérant une flexion combinée dans la section d'encastrement sur une bande **de 1 mètre linéaire**.

Evaluation des charges :

Charge permanente : $G=2,53 \text{ KN/m}^2$

D'après DTRC22 (charge permanente et surcharge d'exploitation) on peut tirer Q qui utilisé dans l'entretien pour un plancher terrasse $Q=1\text{KN/m}^2$

III.2.2. Action accidentelle :**D'après le RPA99/V2003 [Art 6.2.3]**

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux sont calculées suivant la formule : $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec :

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

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

W_p : Poids de l'élément considéré.

Donc :

$A = 0,15$ (Groupe d'usage 2, zone IIa)

$C_p = 0,8$

$W_p = 2,53 \times 1 \rightarrow W_p = 2.53 \text{ KN}$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.53$

$F_p = 1.214 \text{ KN} > Q = 1 \text{ KN} \dots \text{CNV} \times$

$F_p > Q \rightarrow$ donc l'acrotère est calculé par rapport la sollicitation les plus défavorable (F_p)

III.2.2.1. Calcul les efforts normaux :

L'effort normal dû à la charge permanente (G) :

$\rightarrow N_G = G = 2.53 \text{ KN}$

L'effort normal dû à la charge d'exploitation (Q) :

$\rightarrow N_Q = 0$

III.2.2.2. Combinaison des charges :

ELU :

$N_u = 1 N_G + 1,5 N_Q = 1 \times 2.53 + 0 = 2.53 \text{ kN}$

ELS:

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 2.53 + 0 = 2.53 \text{ KN}$$

III.2.2.3. Calcul des moments fléchissant :

Le moment est calculé par rapport au point d'intersection entre la base de l'acrotère et l'axe passant par le centre de gravité de celle-ci :

☞ Le moment dû à la charge permanente (G) est nul : $M_G = 0$

☞ Le moment dû à la charge d'exploitation (Q): $M_Q = Q \times h = 1,214 \times 0,6$

$$M_Q = 0,728 \text{ KN.m}$$

Avec : h : la hauteur de l'acrotère (**h = 60 cm**)

III.2.2.4. Combinaison des charges :

ELU :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,728 = 1,092 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0,728 = 0,728 \text{ KN.m}$$

III.2.2.5. Calcul de ferrailage :

Calcul de l'excentricité :

Comme l'acrotère est un élément qui soumit à un effort de compression, il apparaît un risque de flambement ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué.

D'après le (CBA93 Art A.4.3.5) :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_1 : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales, avant application des excentricités additionnelles,

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure,

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après

exécution).

$$\rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,092}{2,53} = 0,432 \text{ m}$$

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

Avec :

L : longueur réelle de l'acrotère,

L_f : longueur de flambement de l'acrotère,

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement,

α : le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes

Au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients :

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}}\right) = 10 \times \left(1 - \frac{1,092}{1,5 \times 0,728}\right)$$

$$\rightarrow \alpha = 0$$

$\emptyset$: est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris **égal à 2**.

$$\rightarrow L = 60 \text{ cm}$$

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 0,6$$

$$\rightarrow L_f = 1,2 \text{ m}$$

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

$$\rightarrow e_2 = 0,00864 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\} = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 0,24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,432 + 0,00864 + 0,02$$

$$\rightarrow e = 0,461 \text{ m}$$

III.2.2.6. Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{2,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10 \times 14,20} = 0,001782$$

$$0,001782 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

☞ On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,001782}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,001782})} = 0,1667$$

$$e_{NC} = \xi \times h$$

$$e_{NC} = 0,1667 \times 0,10$$

$$\rightarrow e_{NC} = 0,01667 \text{ m}$$

$$e = 0,461 \text{ m} > e_{NC} = 0,01667 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée

III.2.2.7. Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$= 2,53 \times \left(0,461 + (0,9 \times 0,1) - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 1,27 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,267 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,1)^2 \times 14,20}$$

$$\mu = 0,01102 < \mu_{\text{limite}} = 0,391$$

$$\rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,01102 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01102})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,014$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,014 \times 1 \times (0,9 \times 0,1) \times 14,20}{348} = 4,11 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_{s\text{fictif}} = 0,411 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s\text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 4,11 \times 10 - 5 - \frac{2,53 \times 10^{-3}}{348} = 3,38 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_{su} = 0,338 \text{ cm}^2$$

III.2.3. Vérifications nécessaires :

III.2.3.1. Condition de non-fragilité (CBA93 Art A.4.2) :

$$A_{s\text{ min}} = \frac{0,23 \text{ b} \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times (0,9 \times 0,1) \times 2,1}{400} = 1,087 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_{s\text{ min}} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{A_{su} ; A_{s\text{ min}}\} = \text{Max}\{0,338 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2\}$$

$$\rightarrow A_s = 1,087 \text{ cm}^2$$

On adopte

$$\rightarrow A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

III.2.4. Vérification à ELS :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,728}{2,53} \rightarrow e = 0,288 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{0,10}{2} - 0,288$$

$$\rightarrow c = -0,238 \text{ m}$$

$$p = -3 c^2 - 90 A'_s \frac{(c-d')}{b} + 90 A_s \frac{d-c}{b} = -3 \times (-0,238)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{((-0,238) - (0,9 \times 0,1))}{1}$$

$$\rightarrow p = -0,176 \text{ m}^2$$

$$q = -2 c^3 - 90 A'_s \frac{(c-d')^2}{b} - 90 A_s \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$= -2 \times (-0,238)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} - 4 \times \frac{[(0,9 \times 0,1) - (-0,238)]^2}{1}$$

$$\rightarrow q = 0,025 \text{ m}^3$$

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (0,025)^2 + \frac{4 \times (-0,176)^3}{27} = -1,83 \times 10^{-4} < 0$$

$\Delta < 0$ donc :

$$\varphi = \text{Arc} \times \cos \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \text{Arc} \times \cos \left(\frac{3 \times 0,025}{2 \times (-0,176)} \times \sqrt{\frac{-3}{-0,176}} \right)$$

$$\rightarrow \varphi = 151,60^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{-(-0,176)}{3}}$$

$$\rightarrow a = 0,484$$

$$z_1 = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 0,484 \times \cos \left(\frac{151,60}{3} \right) = 0,307 \text{ m}$$

$$z_2 = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 0,484 \times \cos \left(\frac{151,60}{3} + 120^\circ \right) = -0,478 \text{ m}$$

$$z_3 = a \times \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 0,484 \times \cos \left(\frac{151,60}{3} + 240^\circ \right) = 0,170 \text{ m}$$

$$y_{\text{ser}} = z + c$$

$$y_{\text{ser}} = 0,307 + (-0,238) = 0,069 \text{ m}$$

$$0 \leq y_{\text{ser}} = 0,069 \text{ m} = 6,9 \text{ cm} \leq d = 0,9 \times 0,1 = 0,09 \text{ m}$$

$$\rightarrow d = 9 \text{ cm}$$

☞ Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \times y_{\text{ser}}^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_{\text{ser}})^2]$$

$$I = \frac{1 \times 0,069^3}{3} + 15 \times [2,01 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,1 - 0,069)^2]$$

$$\rightarrow I = 1,11 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

☞ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 \frac{z \times N_{\text{ser}}}{I} (d - y_{\text{ser}}) = 15 \times \frac{0,307 \times 2,53 \times 10^{-3}}{1,11 \times 10^{-4}} \times (0,09 - 0,069)$$

$$\rightarrow \sigma_s = 2,20 \text{ MPa}$$

III.2.4.1. Contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{z \times N_{\text{ser}}}{I} y_{\text{ser}} = \frac{0,307 \times 2,53 \times 10^{-3}}{1,11 \times 10^{-4}} \times 0,069$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{bc}} = 0,483 \text{ Mpa}$$

il faut vérifié: $\sigma_{\text{bc}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,0483 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

☞ Contraintes de la traction des aciers tendus :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \rightarrow \text{La fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,67 ; 201,63\}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = 2,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

III.2.4.2. Vérification de la condition de cisaillement :

L'acrotère est un élément qui exposé aux intempéries et doit assurer une étanchéité

D'après **CBA93 Art A.5.1** : Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1,214$$

$$\rightarrow \tau_u = 1,821 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{B.d} = \frac{1,821 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,0202 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_B} ; 4 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ mpa} \right\} = \min \{2,5 \text{ mpa} ; 4 \text{ mpa}\}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$0,0202 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

III.2.4.3. Les armatures de répartition :

$$A_T = \frac{A_S}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

III.2.4.4. Espacement des armatures principales :

$$S = \frac{60}{4}$$

$$\rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

Il faut vérifier : $s \leq s_{\max}$

$$S_{\max} = \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 10 ; 33\text{cm}) = \min (30 \text{ cm} ; 33\text{cm})$$

$$\rightarrow S_{\max} = 30 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{\max} = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$\text{On adopte : } s_t = 25 \text{ cm}$$

III.2.4.5. Espacement des armatures de répartition :

$$S_T = \frac{60}{4} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

Il faut vérifier ; $s_t \leq s_{t \max}$

$$S_{T \max} = \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (4 \times 10 ; 45\text{cm}) = \min (40\text{cm} ; 45\text{cm})$$

$$s_{t \max} = 40 \text{ cm}$$

$$s_t = 20 \text{ cm} < s_{t \max} = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

On adopte $s_t = 25 \text{ cm}$

III.2.5. Schéma de ferrailage

Détail Acrotère

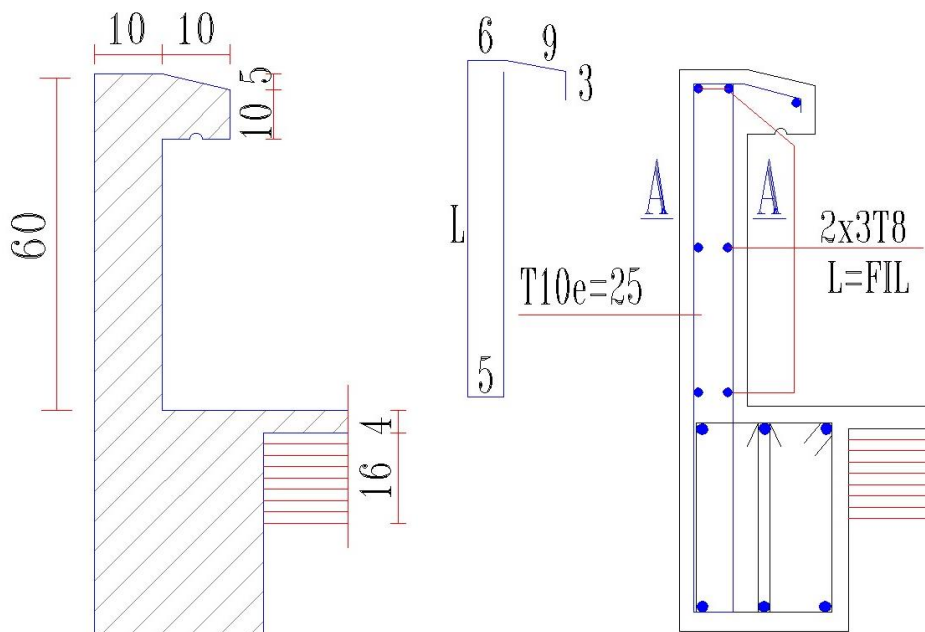


Figure 23 - Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. ETUDES DES BALCONS (DALLES PLEINES) :

III.3.1. Définition :

Le balcon, un élément décoratif courant des immeubles résidentiels, se compose d'une dalle pleine reposant sur des poutres longitudinales. Il est conçu pour supporter des contraintes, telles que celles résultant de forces de flexion simples

III.3.2. Evaluation des charges :

Pour : **b=1 m**

Poids propre : **g =5,88kn/m²**

Surcharge d'exploitation : **q = 3,50kn/m²**

Epaisseur de la dalle pleine : **ep =15 cm**

III.3.2.1. Combinaisons des charges :

➤ **ELU :**

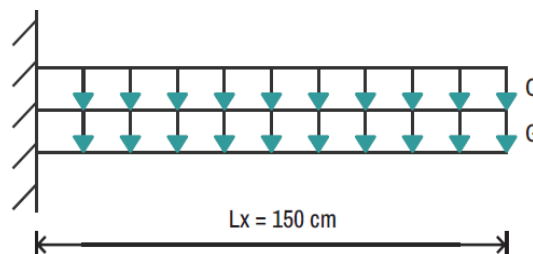
$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1m = (1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 3,5) \times 1m = \mathbf{13,19 \text{ KN/ml}}$$

➤ **ELS:**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1m = (5,88 + 3,5) \times 1m = \mathbf{9,38 \text{ KN/ml}}$$

Le balcon est considéré comme une encastrement à la poutre, il est soumis à une sollicitation de **flexion simple**

Figure 24 - Schéma statique de balcon



☞ Calcul le moment :

➤ ELU:

$$M_u = \frac{q_u \times L_x^2}{2} = \frac{13,19 \times 1,5^2}{2} = 14,84 \text{ KN.m}$$

➤ ELS:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L_x^2}{2} = \frac{9,38 \times 1,5^2}{2} = 10,56 \text{ KN.m}$$

III.3.3. Ferraillage :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est préjudiciable



Figure 25 - Section de la dalle pleine à ferrailler.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14,84 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,2} \rightarrow \mu = 0,0573$$

$$0,0573 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0573 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0573}) = 0,074$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,073 \times 1 \times (0,9 \times 0,15) \times 14,2}{348} = 3,22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \rightarrow A_s = 3,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_s = 4HA12 \rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

III.3.3.1. Condition de non-fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0,23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times (0,9 \times 0,15) \times 2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Adopté}} > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{ CV } \checkmark$$

III.3.3.2. Vérifications à ELS :

Position de l'axe neutre ($A'_s = 0$)

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (4,52 \times 10^{-4})}{1} \left[\sqrt{1 + \frac{1 \times (0,9 \times 0,15 \times 4,52 \times 10^{-4})}{7,5 \times (4,52 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right] \rightarrow y = 0,037 \text{ m}$$

III.3.3.3. Le moment d'inertie de la section homogène par rapport de l'axe neutre s'écrit :

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

$$I = \frac{1 \times 0,037^3}{3} + 15 \times [4,52 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,15 - 0,037)^2]$$

$$\rightarrow I = 8,20 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

III.3.3.4. Détermination du coefficient K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10,56 \times 10^{-3}}{8,20 \times 10^{-5}}$$

$$\rightarrow K = 128,78 \text{ Mpa/m}$$

III.3.3.5. Calcul et vérification de la Contraintes de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 128,78 \times 0,037 \rightarrow \sigma_{bc} = 4,76 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{ CV} \checkmark$$

III.3.3.6. Contraintes de la traction des aciers tendus : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 128,78 \times (0,9 \times 0,15 - 0,037) \rightarrow \sigma_s = 189,31 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \rightarrow \text{La fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 234,70 ; 201,63 \} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{ CV} \checkmark$$

III.3.3.7. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u = q_u \times L_x = 14,84 \times 1,50 \rightarrow T_u = 22,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{22,26 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)} \rightarrow \tau_u = 0,165 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$0,147 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

III.3.3.8. Armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend} \rightarrow A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.3.3.9. Espacement des armatures principales :

$$s = \frac{100}{4} \rightarrow s = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Il faut vérifier } s \leq s_{\max}$$

$$s_{\max} = \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$s_{\max} = \min (3 \times 15 ; 33 \text{ cm})$$

$$s_{\max} = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow s_{\max} = 33 \text{ cm}$$

$$s = 25 < s_{\max} = 33 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$\text{On adopte } \rightarrow s = 25 \text{ cm}$$

III.3.3.10. Espacement des armatures de répartition :

$$s_t = \frac{100}{4} \rightarrow s = 25 \text{ cm}$$

$$s_t \leq s_{t\max}$$

$$s_{t\max} = \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$s_{t\max} = \min (4 \times 15 ; 45 \text{ cm})$$

$$s_{t\max} = \min (60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \rightarrow s_{t\max} = 45 \text{ cm}$$

$$s_t < s_{t\max} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$\text{On adopte } \rightarrow s_t = 25 \text{ cm}$$

III.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE :

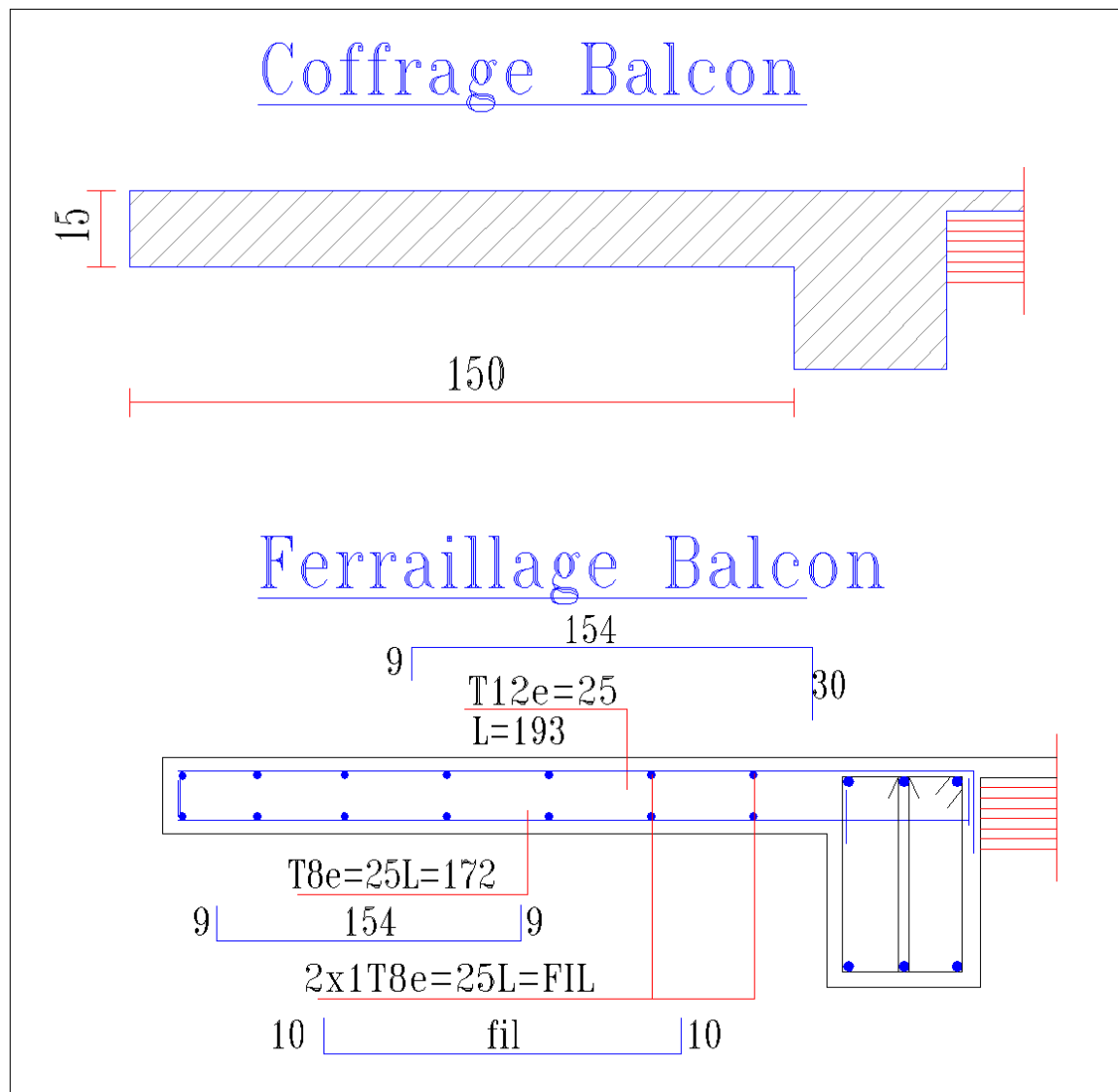


Figure 26 - Coffrage et Ferrailage de balcon

III.5. ETUDE DES PLANCHERS EN CORPS-CREUX :

III.5.1. Définition :

Un plancher est une surface horizontale conçue pour séparer les différents niveaux d'un bâtiment et supporter les revêtements de sol ainsi que les charges supplémentaires. Ces surfaces peuvent être construites sur place ou préfabriquées.

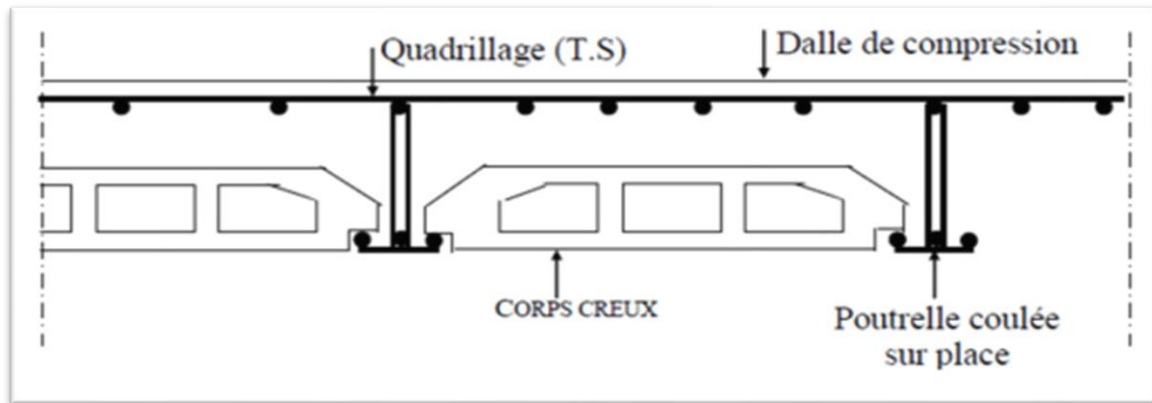


Figure 27 _ Coupe transversal de plancher en corps creux

III.5.2. CHOIX DE TYPE DE PLANCHER :

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place, et nous optons ici pour des planchers à corps creux pour plusieurs raisons :

- ☞ Ils sont plus légers et économiques que les dalles pleines
- ☞ Leur mise en œuvre est simple.
- ☞ Ils offrent une bonne isolation thermique et acoustique.
- ☞ Ils réduisent l'utilisation de coffrages.
- ☞ Ils permettent une répartition uniforme des charges sur le plancher. Tous les planchers de notre bâtiment sont de type plancher à corps creux (16 + 4) : **16 cm** pour les hourdis et **4 cm** d'épaisseur pour la dalle de compression.

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal du bâtiment (sens de la plus petite portée). Les composants du plancher à corps creux comprennent les corps creux, les poutres et poutrelles, la dalle de compression et les revêtements.

III.5.3. La dalle de compression :

La dalle de compression joue un rôle crucial dans la distribution des charges verticales sur les poutrelles et dans la résistance aux contraintes exercées sur la dalle. Afin de répondre à

ces exigences, un quadrillage d'armatures est prévu pour renforcer la dalle. Cette dernière présente une épaisseur de **4 cm** avec un espacement de **65 cm** entre les axes des poutrelles. Les dimensions des armatures doivent respecter les conditions suivantes, conformément à **l'article B.6.8.4.2.3 du CBA93** : l'espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures ne doit pas dépasser **20 cm**, tandis que l'espacement pour les armatures parallèles aux nervures ne doit pas dépasser **33 cm**.

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ Si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 0,02 L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \text{ si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

→ L : espacement entre axes des nervures

→ f_e : nuance de l'acier FeE520

→ $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

→ Dans notre projet on a : **L = 65 cm**

Donc :

$$50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 0,02 L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \mathbf{0,5 \text{ cm}^2 / ml}$$

On prend : **5Ø6 = 1,41 cm²/ml** ; avec un espacement de **20 cm**

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 / ml$$

On prend : **5Ø6 = 1,41 cm² / ml** ;

Avec un espacement de **20 cm**.

III.5.4. Méthodes de calcul :

Pour le dimensionnement des planchers, deux approches sont couramment utilisées : les méthodes exactes et les méthodes simplifiées agréées par les règlements en vigueur, tels que le **BAEL91/2003** et le **CBA.93**. Parmi ces méthodes simplifiées figurent :

☞ La méthode forfaitaire.

☞ La méthode de Caquot.

☞ La méthode des trois moments.

III.5.4.1. Méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- ☞ La fissuration est considérée comme peu-préjudiciable
- ☞ L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position
- ☞ La surcharge d'exploitation et modérée c'est à dire : $Q < \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- ☞ Les éléments des poutres ont une section constante
- ☞ Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre **0,8 et 1,25**

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires est satisfaisante, on peut appliquer la méthode de forfaitaire.

➤ Principe de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée M_t et des moments sur appuis M_e (moment pour appui droit) et M_w (moment pour appui gauche) à des fractions fixées forfaitaires de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de compression, c'est à dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée est soumise aux mêmes charges

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\rightarrow M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0 \}$$

$$\rightarrow M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$\rightarrow M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

☞ $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.

☞ $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

☞ $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

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

☞ **Valeurs des moments :**

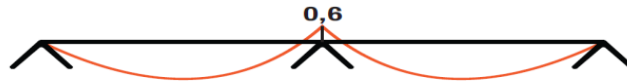
$$M_0 = q \frac{L^2}{8}$$

Dans la pratique, on calcule dans chaque travée le moment isostatique équivalent M_0 ; on détermine pour chaque appui le coefficient (0,4 – 0,5 – 0,6) à appliquer selon sa position, puis le moment sur appui en multipliant par ce coefficient le plus grand des deux moments M_0 dans les travées encadrant cet appui .Enfin, on calcule le moment en travée M_t par application des conditions 1 et 2 ci-dessus.

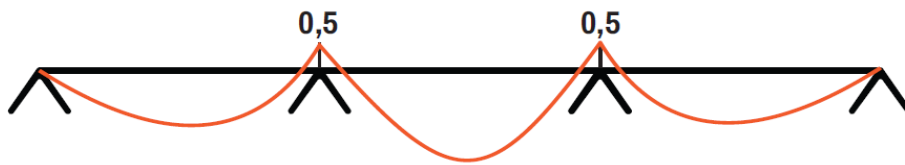
La condition 3 peut être représentée par les schémas ci-dessous selon le nombre de travées

Coefficients forfaitaires pour les moments sur appuis :

☞ **Poutre à deux travées :**



☞ **Poutre à trois travées :**



☞ **Poutre à plus de trois travées :**

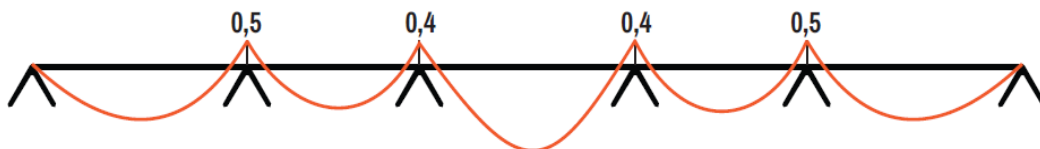


Figure 28 - Moment sur appuis pour la méthode forfaitaire

III.6. CALCUL DES POUTRELLES

III.6.1. Evaluation des charges :

→ La charge permanente de plancher étage courant : $G = 5,57 \text{ KN/m}^2$

→ La charge d'exploitation de plancher étage courant : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

☞ **à l'ELU :**

$$q_u = (1,35G_{pec} + 1,5Q_{pec}) \times 0,65 = (1,35 \times 5,57 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65$$

$$q_u = 6,35 \text{ KN/ml}$$

☞ À l'ELS :

$$q_{ser} = (G_{pec} + Q_{pec}) \times 0,65 = (5,57 + 1,5) \times 0,65$$

$$q_{ser} = 4,60 \text{ kN/ml}$$

→ La charge permanente de plancher terrasse : $G = 5,95 \text{ KN/m}^2$

→ La charge d'exploitation de plancher terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

☞ À l'ELU :

$$q_u = (1,35G_{pt} + 1,5Q_{pt}) \times 0,65 = (1,35 \times 5,95 + 1,5 \times 1) \times 0,65$$

$$q_u = 6,20 \text{ KN/ml}$$

☞ À l'ELS :

$$q_{ser} = (G_{pt} + Q_{pt}) \times 0,65 = (5,95 + 1) \times 0,65$$

$$q_{ser} = 4,52 \text{ KN/ml}$$

La nervure la plus sollicitée dans la plancher étage courant

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a un type de poutre continue est à envisager :



Figure 29 - Poutrelle calculée

III.6.2. VERIFICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE SUR PLANCHER ETAGE COURANT :

Pour appliquer la méthode forfaitaire, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\rightarrow Q \leq \text{Max} \{2 \times 5,57 ; 5 \text{ KN/m}^2\} = \text{Max} \{11,14 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} = 11,14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 11,14 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

→ Les moments d'inertie sont constants CV ✓

$$\rightarrow \frac{L_1}{L_2} = \frac{320}{390} = 0,82 \rightarrow 0,8 < 0,82 < 1,25 \dots \dots \dots \text{CV} \quad \checkmark$$

→ La fissuration est peu préjudiciable.....CV $\checkmark$

→ L'absence de charges rapidement variable dans le temps et de position.....CV $\checkmark$

$$\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B} = \frac{1,5}{5,57 + 1,5} = 0,212$$

Cette poutrelle appartient à un plancher à charges d'exploitation modérées, et la fissuration est peu préjudiciable : **La méthode forfaitaire est applicable**✓

☞ **Charge uniformément répartie revenant à chaque poutrelle :**

$$\rightarrow G_{\text{poutrelle}} = G \times b = 5,57 \times 0,65 = 3,62 \text{ KKN/ml}$$

$$\rightarrow Q_{\text{poutrelle}} = Q \times b = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$$

☞ **Combinaison des charges :**

$$\rightarrow \text{à l'ELU : } q_u = 1,35 G_{\text{poutrelle}} + 1,5 Q_{\text{poutrelle}} = 1,35 \times 3,62 + 1,5 \times 0,98 = 6,36 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow \text{à l'ELS : } q_{\text{ser}} = G_{\text{poutrelle}} + Q_{\text{poutrelle}} = 3,62 + 0,98 = 4,60 \text{ KN/ml}$$

➤ **Explication de la méthode :**

Le moment isostatique :

$$M_o = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

$$\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B} = \frac{1,5}{5,57 + 1,5} = 0,212$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times 0,212 = 1,064$$

$$\text{Max} \{1,05 ; (1 + 0,3 \alpha)\} = \text{Max} \{1,05 ; 1,064\} = 1,064$$

$$\rightarrow \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1,064}{2} = 0,532$$

$$\rightarrow \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,532 + 0,1 = 0,632$$

$$\Rightarrow M_t = \text{Max} \{1,05 M_o ; (1 + 0,3 \alpha) M_o\} - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,064 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\Rightarrow \text{Dans une travée intermédiaire } M_t = \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_o = 0,532 M_o$$

☞ Dans une travée de rive $M_t = \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 = 0,632 M_0$

➤ **L'effort tranchant :**

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} ; \quad b = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} ; \quad V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} ; \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

Travée	1		2	
Portée L (entre nus des appuis) (m)	3,20		3,90	
$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$ (kN.m)	$\frac{6,36 \times 3,20^2}{8} = \mathbf{8,14}$		$\frac{6,36 \times 3,90^2}{8} = \mathbf{12,10}$	
Appui	1	2		3
Coefficient forfaitaire	0	0,6		0
M_A(KN.m)	0	$M_{0 \max} = 0,6 \times 12,10 = 7,26$		0
M_t (Condition 1)	5,03		9,24	
M_t (Condition 2)	5,15		7,65	
M_t (Condition 3)	0		0	
M_T(KN.m)	5,15		9,24	
a(m)	1,25		1,67	
b(m)	1,95		2,23	
V_w (KN)	- 8,24		-11,07	
V_e (KN)	12,73		14,80	

Tableau 11 - Les Efforts Internes à l'ELU poutrelles

À l'ELU :

☞ $M_t = 1,064 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,064 \times 8,14 - \frac{0 + 7,26}{2} = \mathbf{5,03 \text{ KN.m}}$

☞ $M_t = 0,632 M_0 = 0,632 \times 8,14 = \mathbf{5,15 \text{ KN.m}}$

☞ $M_t(\text{Résultat}) = \text{Max} \{ M_t(\text{cond 1}) ; M_t(\text{cond 2 travée de rive}) ; M_t(\text{cond 3 travée intermédiaire}) \}$

$M_t = \text{Max} \{ 5,03 ; 5,15 ; 0 \}$

$M_t = 5,15 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow a = \frac{3,20}{1 + \sqrt{\frac{7,26+5,15}{5,15}}} \rightarrow a=1,25\text{m}$$

$$\Rightarrow b = \frac{3,20}{1 + \sqrt{\frac{0+5,15}{7,26+5,15}}} \rightarrow b= 1,95 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_w = -2 \times \frac{0+5,15}{1,25} \rightarrow V_w = -8,24\text{kN}$$

$$\Rightarrow V_e = 2 \times \frac{7,26+5,15}{1,95} \rightarrow V_e=12,73\text{kN}$$

À l'ELS :

Tableau 12 - Les efforts Interne à l'ELS pour Poutrelle étage courant

Travée	1		2
Portée L (entre nus des appuis) (m)	3,20		3,90
$M_o = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8}$ (kN.m)	$\frac{4,60 \times 3,20^2}{8} = 5.89$		$\frac{4,60 \times 3,90^2}{8} = 8.75$
Appui	1	2	3
Coefficient forfaitaire	0	0,6	0
$M_A(\text{KN.m})$	0	$0,6 M_o \max = 0,6 \times 8,75 = 5,25$	0
M_t (Condition 1)	3,64		6,69
M_t (condition 2)	3,72		5,53
M_t (Condition 2)	0		0
$M_T(\text{KN.m})$	3,72		6,69
a (m)	1,53		1,70

Remarque :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutrelle et pour obtenir les valeurs à l'ELS, il faut calculé: $\frac{q_{ser}}{q_u} = \frac{4,60}{6,36} = 0,7233$

$$\Rightarrow M_t = 1,064 M_o - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,064 \times 5,89 - \frac{0 + 5,25}{2} = 3,64 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,632 M_o = 0,632 \times 5,89 = 3,72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = (\text{Résultat}) = \text{Max} \{M_t(\text{cond 1}); M_t(\text{cond 2}); M_t(\text{cond 3})\}$$

$$M_t = \text{Max} \{3,64 ; 3,72 ; 0\}$$

$$M_t = 3,72 \text{ kN.m}$$

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3,20}{1 + \sqrt{\frac{5,25 + 3,72}{0 + 3,72}}} \rightarrow a = 1,53 \text{ m}$$

Les valeurs maximales :

Tableau 13 - Valeurs maximales des sollicitations des poutrelles

ELU		ELS	
Le moment en travée	$M_{\text{travée}}^u = 9,24 \text{ KN.m}$	Le moment en travée	$M_{\text{travée}}^{\text{ser}} = 6,69 \text{ KN.m}$
Le moment sur appui	$M_{\text{appui}}^u = 7,26 \text{ KN.m}$	Le moment sur appui	$M_{\text{appui}}^{\text{ser}} = 5,25 \text{ KN.m}$
L'effort tranchant	$T_{u \text{ max}} = 12,73 \text{ KN}$		

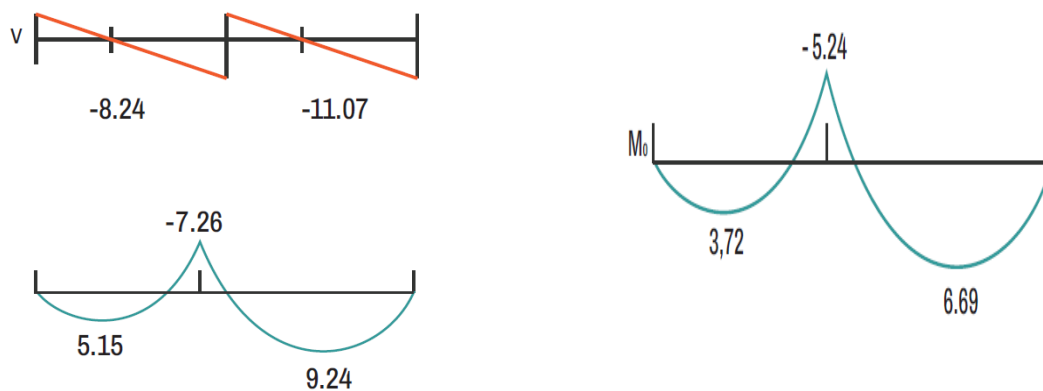


Figure 30 - Diagramme des moments fléchissant à L'ELU et ELS

III.6.3. Calcul les armatures longitudinales de poutrelle (flexion simple à l'ELU) :

☞ En travée : section en T

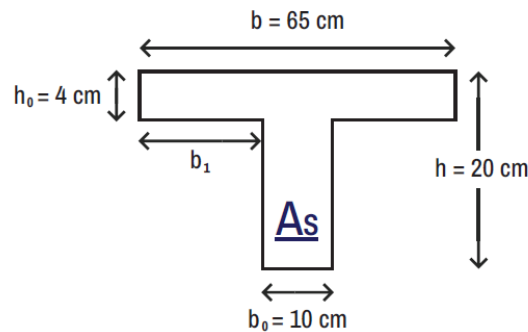


Figure 31 - Section en T

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{0,9 \times 20} \dots d = (0,9h)$$

$$\rightarrow \alpha_0 = 0,222$$

$$0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259 \dots \text{CV} \checkmark$$

$$\mu_0 = 1,14 \alpha_0 - 0,57 \alpha_0^2 - 0,07$$

$$\mu_0 = 1,14 \times (0,222) - 0,57 \times (0,222)^2 - 0,07$$

$$\rightarrow \mu_0 = 0,155$$

$$M_t = \mu_0 \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$M_t = 0,155 \times 0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2$$

$$\rightarrow M_t = 46,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée}^u = 9,24 \text{ KN.m} < M_t = 46,30 \text{ KN.m} \dots \text{CV} \checkmark$$

L'axe neutre est dans la table de compression, on calcule la section comme une section rectangulaire (b×h)

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9,24 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} \rightarrow \mu = 0,029$$

$$\mu = 0,030 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,030 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,030})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,038$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,038 \times 0,65 \times 0,18 \times 14,2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \rightarrow A_{s \text{ travée}} = 3 \text{ HA10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

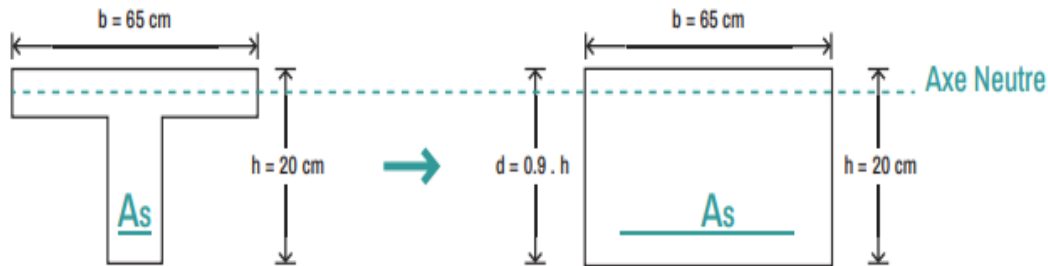


Figure : Position de l'axe neutre de poutrelle

Figure 32 - Position de l'axe neutre de poutrelle étage courant

☞ Sur appui :

➤ Section rectangulaire

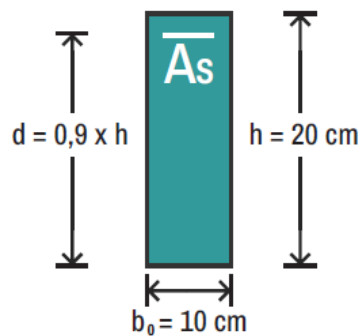


Figure 33 - Section transversale de poutrelle sur appui

Lorsque le moment sur les appuis est négatif et les fibres supérieures sont mises en traction, cela signifie que la poutre est soumise à un moment fléchissant en flexion. Dans ce

Cas, la section de la poutre sera calculée comme une section rectangulaire avec :

des dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{\text{appuis}}^u}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7,26 \times 10^{-3}}{0,10 \times (0,18)^2 \times 14,2}$$

$$\rightarrow \mu = 0,158$$

$$\mu = 0,158 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,158 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,158})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,216$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,216 \times 0,10 \times 0,18 \times 14,20}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \rightarrow A_{s \text{ appuis}} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

III.6.4. Vérifications nécessaires :

III.6.4.1. Condition de non-fragilité :

D'après (CBA93 Art A.4.2)

$$A_{s \text{ min travée}} = \frac{0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min travée}} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min appuis}} = \frac{0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min appuis}} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}}$$

$$A_{s \text{ travée}} = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min travée}} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

$$A_{s \text{ appuis}} = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min appuis}} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

III.6.4.2. Vérification à l'ELS :

☞ En travée : (section en T_e)

➤ **Le centre de gravité :**

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

Par une calculatrice programmable :

$$\rightarrow Y = 3,32 \text{ cm}$$

➤ **Le moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{0,10 \times 0,0332^3}{3} + \frac{(0,65 - 0,10) \times 0,04^3}{12} + (0,65 - 0,10) \times 0,04 \times \left(0,0332 - \frac{0,04}{2}\right) + 15 \times [2,36 \times 10^{-4} \times (0,9 \times 0,20 - 0,0332)^2] \rightarrow I = 2,95 \text{ cm}^4$$

➤ **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{6,34 \times 10^{-3}}{2,95 \times 10^{-4}}$$

$$\rightarrow K = 21,49 \text{ MPa/m}$$

☞ **Contraintes de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 21,49 \times 0,0332 = 0,713 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc :

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

• **Sur appui :** (section rectangulaire)

Le centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s)}{b_0} \left[\sqrt{1 + \frac{b_0 \times (d \cdot A_s)}{7,5 \times (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (1,57 \times 10^{-4})}{0,10} \left[\sqrt{1 + \frac{0,10 \times (0,9 \times 0,20 \times 1,57 \times 10^{-4})}{7,5 \times (1,57 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right]$$

$$\rightarrow y = 0,058 \text{ m}$$

☞ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{0,10 \times 0,058^3}{3} + 15 \times [1,57 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,058)^2]$$

$$\rightarrow I = 4,15 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

☞ **Les contraintes :**

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{4,98 \times 10^{-3}}{4,15 \times 10^{-5}}$$

$$\rightarrow K = 112,77 \text{ MPa/m}$$

☞ **Contraintes de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = 112,77 \times 0,058 \rightarrow \sigma_{bc} = 6,54 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ CV✓

III.6.4.3. Vérification de la condition de cisaillement (CBA93 Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12,73 \times 10^{-3}}{0,10 \times (0,18)} \rightarrow \tau_u = 0,707 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{Fissuration est peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,333 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ CV✓

III.6.4.4. Vérification de cisaillement au niveau de jonction (table-nervures) :

$$\tau'_u = \frac{T_{u \max} \cdot b_1}{0,9 d \cdot b \cdot h_0}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} \rightarrow b_1 = 27,5 \text{ m}$$

$$\tau'_u = \frac{12,73 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times (0,18) \times 0,65 \times 0,04} \rightarrow \tau'_u = 0,831 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{Fissuration est peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,333 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,333 \text{ Mpa}$$

$\tau'_u < \bar{\tau}_u$ CV✓

III.6.4.5. Vérification préliminaire de la flèche :

$$1) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$\frac{1,57}{10 \times 18} = 0,0087 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \text{CV✓}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{20}{320} = 0,063 \geq \frac{6,34}{15 \times 7,26} = 0,058 \text{CV✓}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Il faut garder l'épaisseur de pré dimensionnement $h = (16+4)$ cm du plancher à corps creux avec le ferrailage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.6.5. Calcul les armatures transversales de poutrelle :

☞ **Diamètre :** $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right\}$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1,0 ; \frac{10}{10} \right\} = \min \{0,57 ; 1,0 ; 1\} \text{ cm}$$

$$\phi_{tr} = 0,57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm}$$

→ on prend $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

$$\rightarrow A_t = 2\phi_8 = 0,57 \text{ cm}^2$$

☞ **Espacement :**

D'après le **RPA99/V2003**

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$$

$$\rightarrow s_t \leq \frac{0,57}{0,003 \times 10} \rightarrow s_t = 19 \text{ cm}$$

☞ **Dans la zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} \rightarrow s_t = \min \left\{ \frac{20}{4} ; 12 \times 1 \right\} = \min \{5 ; 12\} \rightarrow s_t = 5 \text{ cm}$$

$$S_t = (5 ; 19) \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 10 \text{ cm}$$

☞ **Dans la zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_t = (10 ; 19) \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 10 \text{ cm}$$

☞ **Longueur de la zone nodale :**

D'après le **RPA99/V2003**

$$L = 2 \times h = 2 \times 20 \rightarrow L = 40 \text{ cm}$$

Le premier cadre doit être placé à **5 cm** du nu d'appui ou d'encastrement

III.6.6. Schéma de ferrailage de plancher :

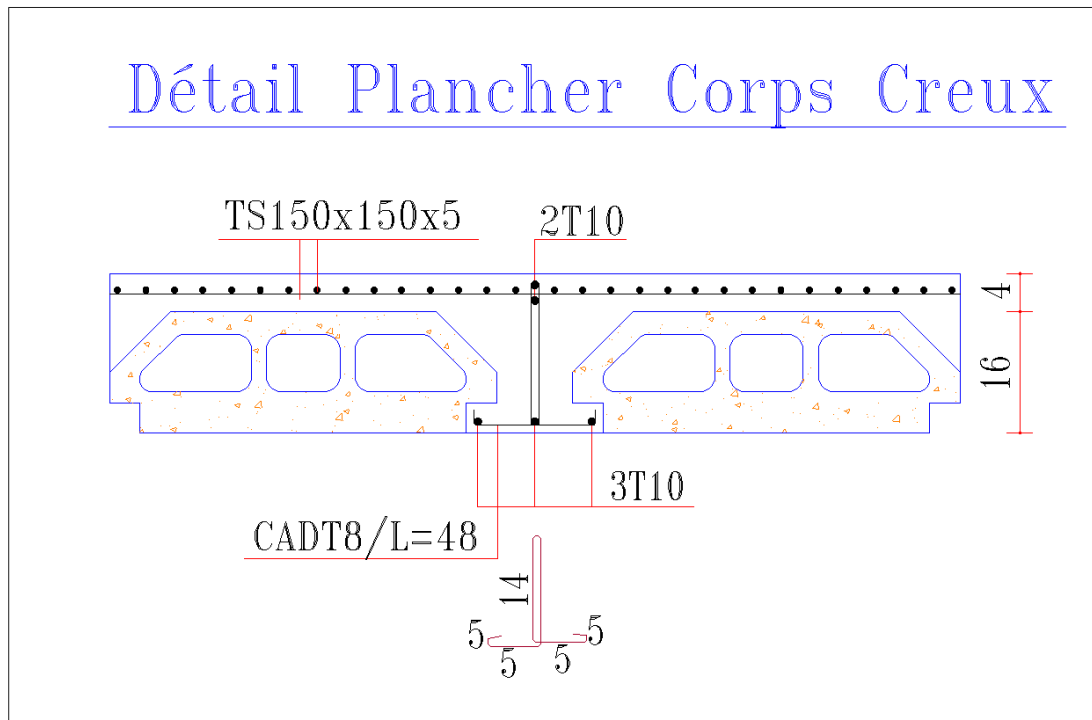


Figure 33 - Schéma de ferrailage d'un plancher

III.7. ETUDE DES ESCALIERS :

III.7.1. Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction. La cage d'escalier est située à l'intérieure du bâtiment et les escaliers adoptés et sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

L'escalier du sous-sol, du RDC et des étages courants sont à deux volées avec un palier intermédiaire

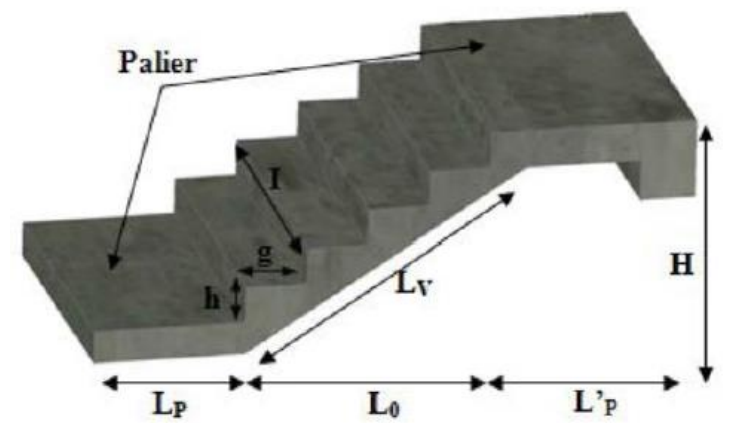


Figure 35 - Constituant d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm. $14 \leq h \leq 18$
- **La hauteur du contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches. $25 \leq g \leq 33$
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.7.2. Calcul des sollicitations :

III.7.2.1. Evaluation des charges :

$$G_{\text{palier}} = 5,29 \text{ KN/m}^2 ; G_{\text{paillasse}} = 7,68 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul est par une bande d'une **1 m**

- **Palier :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 5,29 + 1,5 \times 2,5 \rightarrow q_u = 10,89 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 5,29 + 2,5 \rightarrow q_{ser} = 7,79$$

- **Paillasse :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 7,68 + 1,5 \times 2,5 \rightarrow q_u = 14,12 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 7,68 + 2,5 \rightarrow q_{ser} = 10,18 \text{ KN/ml}$$

III.7.3. Calcul des escaliers :

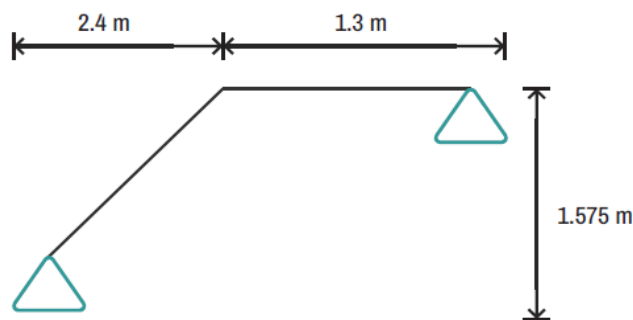


Figure 34 - Escalier

III.7.3.1. La charge équivalente :

- **ELU :**

$$q_{u\text{éq}} = \frac{\sum Q_{ui} L_i}{\sum L_i} = \frac{14,12 \times 2,4 + 10,18 \times 1,3}{2,4 + 1,3} \rightarrow q_{u\text{éq}} = 12,74 \text{ KN/ml}$$

- **ELS :**

$$q_{s\text{ér}} = \frac{\sum Q_{ser} L_i}{\sum L_i} = \frac{10,89 \times 2,4 + 7,79 \times 1,3}{2,4 + 1,3} \rightarrow q_{s\text{ér}} = 9,80 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

- **ELU :**

$$M_0 = \frac{q_{u\text{éq}} \times L^2}{8} = \frac{12,74 \times 1 \times (1,3 + 2,4)^2}{8} \rightarrow M_0 = 21,80 \text{ KN.m}$$

- **Moment isostatique de la console :**

$$M_0 = (q_{u1} \cdot L^2 / 2) + (q_{u2} \cdot L) \rightarrow M_0 = \left(10,89 \times \frac{1,3^2}{2} \right) + (14,12 \times 1,3)$$

$$\rightarrow M_0 = 27,56 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 21,80 \rightarrow M_t = 18,53 \text{ KN}$$

Sur appuis

$$M_a = -0.4M_0 = -0.4 \times 21,80 \rightarrow M_a = -8,72 \text{ KN.m}$$

Sur appuis-console:

$$M_{ac} = -0.4M_0 = -0.4 \times 27,56 \rightarrow M_a = -11,02 \text{ KN.m}$$

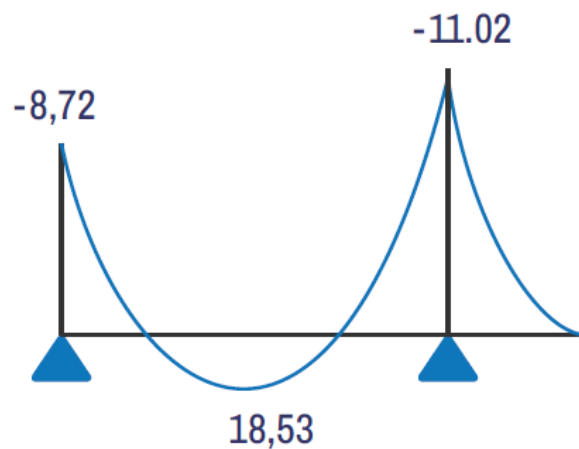


Figure 35 - Diagramme de moment fléchissant

ELS :

$$M_0 = \frac{q_{\text{seq}} L^2}{8} = \frac{9,80 \times 13,69}{8} \rightarrow M_0 = 16,77 \text{ KN.m}$$

Sur travées :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 16,77 \rightarrow M_t = 14,25 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0.4M_0 = -0.4 \times 16,77 \rightarrow M_a = -6,71 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant ultime :

$$T_u = \frac{q_{\text{u}} \times L}{2} = \frac{12,74 \times 3,7}{2} \rightarrow T_u = 23,57 \text{ KN.m}$$

III.7.3.2. Ferraillage :

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 14 \times 0.9 = 12.6 \text{ cm}$; **Acier** : FeE400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

En travée :

$$M_{tu} = 18,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18,53}{100 \times 12,6^2 \times 14,16} \times 10^3$$

$$\mu_u = 0,08$$

$$\mu = 0,08 < \mu_l = 0,391_l \rightarrow A_s' = 0$$

$$\mu = 0,08 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \rightarrow \alpha = 0,104$$

$$\beta_u = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta_u = 0,958$$

$$A_{su} = \frac{M_{tu}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{18,53}{0,958 \times 12,6 \times 348} \times 10^3 \rightarrow A_{su} = 4,41 \text{ cm}^2$$

☞ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0,23 b d \times f_{t28}/f_e) \rightarrow A_{\min} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_{su}; A_{\min}) = \text{Max}(4,41 ; 1,98) \rightarrow A_s = 4,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \rightarrow A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

☞ Armatures de répartitions :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ Donc on adopte : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_{au} = 8,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{8,72}{130 \times 12,6^2 \times 14,16} \times 10^3 \rightarrow \mu_u = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_l = 0,293 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\beta_u = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{su} = \frac{M}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{8,72}{0,985 \times 12,6 \times 348} \times 10^3 \rightarrow A_{su} = 2,02 \text{ cm}^2$$

☞ Condition de non-fragilité :

$$A_{s\min} = 0,23 b d \times f_{t28}/f_e \rightarrow A_{s\min} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_{su}; A_{s\min}) = \text{Max}(2,02 ; 1,98) \rightarrow A_s = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

☞ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA8 = 2,01 cm²**

☞ **Escapement:**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (42; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On prend: **S_t = 25 cm**

☞ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$T_u = 23,57 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} = \frac{23,57}{1,3 \times 12,6} \rightarrow \tau = 1,44 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,44 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

☞ **Vérification ELS :**

En travée :

$$\delta = \frac{Mu}{M_{ser}} = 1,30$$

$$\alpha < \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha < \frac{1,30 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha = 0,104 < 0,40 \dots \text{CV} \checkmark$$

Sur appui :

$$\delta_a = 1,38$$

$$\alpha < \frac{\delta-1}{2} + \frac{Fc28}{100} \rightarrow \alpha < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha = 0.038 < 0,44 \dots CV \checkmark$$

☞ **Vérification des conditions de calcul de flèche :**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{370} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots CNV \times$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20M_0} \rightarrow 0.038 < 0,045 \dots CNV \times$$

$$3) \frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0.00241 < 0.0105 \dots CNV \times$$

Donc, la vérification de la flèche est nécessaire ✓

☞ **Calcul la flèche :**

$$f = \frac{5.q_{ser}.L^4}{348.E.I} < f_{adm} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{130 \times 14^3}{12} = 29726.66 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 9,80 \times 370^4}{348 \times 1.08 \times 10^4 \times 29726.66} = 0.47 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{500} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f = 0.47 \text{ cm} < f_{ad} = 0.48 \text{ cm} \dots CV \checkmark$$

III.7.4. Etude de la poutre palière :

III.7.4.1. Introduction :

Poutre palière sera partiellement encastrée à ses extrémités et soumise à une flexion plus une torsion, les sollicitations à laquelle elle est soumise sont dues au poids propre du palier et de paillasse.

III.7.4.2. Evaluation Des Charges :

- **Poids propre** : $25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- **Poids de plier** : $5.29 \times 1.3 = 6.88 \text{ KN/m}$

- **Poids de mur extérieur** : $2 \times (4 - 0.4) / 2 = 3.69 \text{ KN/m}$

$$\rightarrow G_T = 13.22 \text{ KN/m}$$

Les charges d'exploitation $Q = 2.5 \times 1.3 = 3.25 \text{ KN/m}$

Réaction provenant du palier et pailasse :

$$R = q \cdot \frac{l}{2}$$

III.7.4.3. Réaction de la pailasse :

Avec $l = 2.4 \text{ m}$

➤ **ELU :**

$$R_u = q_u \cdot \frac{l}{2}$$

$$R_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = 14.12 \times \frac{2.4}{2}$$

$$R_u = 16.95 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$R_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l}{2} = 10.18 \times \frac{2.4}{2}$$

$$R_{ser} = 12.17 \text{ KN}$$

III.7.4.4. Réaction du palier :

Avec : $L = 1.3 \text{ m}$

➤ **ELU :**

$$R_u = q_u \cdot \frac{l}{2}$$

$$R_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = 10.89 \times \frac{1.3}{2}$$

$$R_u = 7.01 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$R_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l}{2} = 7.79 \times \frac{1.3}{2}$$

$$R_{ser} = 5.01 \text{ KN}$$

III.7.4.5. Combinaison des charges :**➤ E.L.U**

$$q_u = 1.35G_T + R_{u \text{ palier}} + R_{u \text{ paillasse}} = 1.35 \times 13.22 + 16,95 + 7,01 = 41,81 \text{ KN/m}$$

➤ E.L.S :

$$q_s = G_T + R_{ser \text{ palier}} + R_{ser \text{ paillasse}} = 13.22 + 12,17 + 5,01 = 30,40 \text{ KN/m}$$

III.7.4.6. Calcul des moments :**➤ ELU :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{41,81 \times 3,55^2}{8} \rightarrow M_0 = 65,86 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 32,93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \rightarrow M_t = 49,40 \text{ KN.m}$$

➤ ELS:

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{30,40 \times 3,55^2}{8} \rightarrow M_0 = 47,89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 \rightarrow M_a = 23,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \rightarrow M_t = 35,92 \text{ KN.m}$$

Tableau 14 - Calcul des moments

Elément	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
E.L.U	65,86	32,93	49,40
E.L.S	47,89	23,95	35,92

III.7.4.7. Ferraillage :**➤ E.L.U :**

La poutre palière travail en flexion simple, donc :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} ; d = 0.9h = 0,9 \times 35 = 31.5 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; f_{eE400}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} A_s = \frac{\beta \cdot d \cdot b \cdot f_{ub}}{\sigma_s} ; A_{s \min} = 0.23 b \cdot d \times f_{t28} / f_e ; A_s = \text{Max} (A_u ; A_{\min})$$

Tableau 15 - Calcul des sections

Elément	M_t	μ_u	A	β	A_s	A_{smin}	A_{adop}	A_s
Travée	49,40	0.117	0,156	0.125	4,81	1.14	6,03	3HA16
Appui	35,92	0.0852	0.111	0.089	3,42	1.14	6,03	3HA16

III.7.4.8. Armatures transversales :

D'après CBA93 (article A.6.4.2)

$$\Phi \leq \min(h/35; \phi; b/10) \rightarrow \phi \leq \min(1; 1.6; 3) \rightarrow \Phi = 1\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 6\text{ mm}$

On prendre : 2HA8 $\rightarrow A_t = 1,01\text{cm}^2$

***Les contraintes maximales du béton :**

$$\alpha < \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\delta = M_u / M_{ser} = 49,40 / 35,92 \rightarrow \delta = 1,38$$

$$\alpha = 0,156 < \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha = 0,156 < 0,44 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

Sur appui :

$$\delta = M_u / M_{ser} = 32,93 / 23,95 \rightarrow \delta = 1,38$$

$$\alpha = 0,111 < \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha = 0,111 < 0,44 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

Donc, la vérification à l'ELS est inutile

III.7.4.9. Vérification à l'E.L. S :

Si les conditions suivantes sont applicables :

- La section est rectangulaire... **CV** ✓
- Soumise à la flexion simple... **CV** ✓
- Les aciers utilisés FeE400.... **CV** ✓
- La fissuration est préjudiciable... **CV** ✓

III.7.4.10. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$T_{\max} = q_u \cdot \frac{L}{2} = 41,81 \times \frac{3,55}{2} \rightarrow T_{\max} = 74,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{74,21}{300 \times 315} \times 10^3 \rightarrow \tau_u = 0,785 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,785 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

La vérification à E.L.S n'est pas nécessaire.

III.7.4.11. Vérification des conditions de calcul de flèche : CBA 93(art B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{l} = \frac{35}{355} = 0,099 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow 0,098 \geq \frac{0,75 M_0}{10 M_0} = 0,075 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$3) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0006 < 0,0105 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

Le calcul des flèches n'est pas nécessaire.

III.7.4.12. Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{u M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \rightarrow u: \text{périmètre}$$

$$u = 2((b - e) + (h - e)) = 2((30 - 5) + (35 - 5))$$

$$\rightarrow u = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{u M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{En adopte } A_l = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

III.7.4.13. Les armatures transversales :

$$A_t = S_t \times \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s}$$

$$S_t < \min (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t < \min (28,35; 40)$$

$$S_t = 28,35 \text{ cm}$$

$$\text{on adopte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{15 \times 11,13}{2 \times 750 \times 348} \times 10^3$$

$$A_t = 0,32 \text{ cm}^2$$

On adopte: $2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

III.7.4.14. Le schéma de ferrailage de l'escalier :

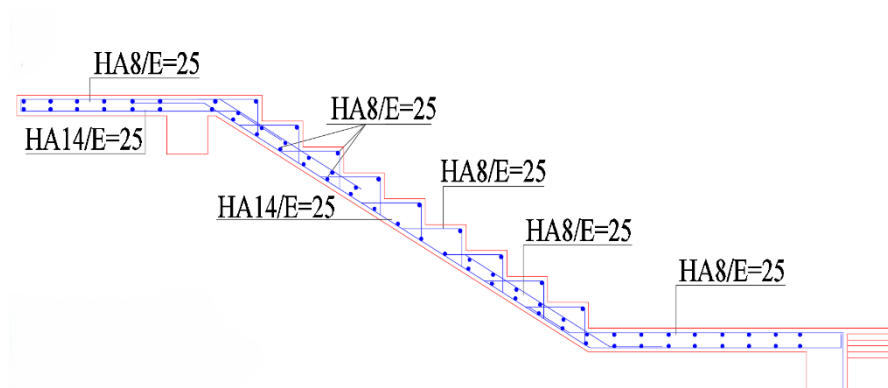


Figure 36 - Schéma de Ferrailage

III.7.4.15. Le schéma de ferrailage de la poutre palière :

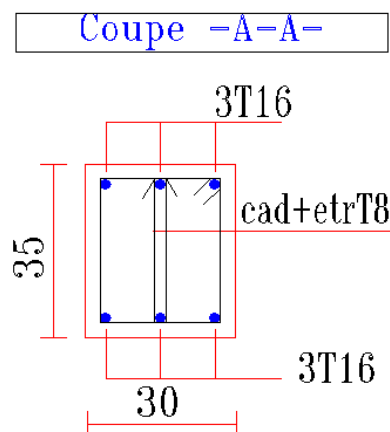


Figure 37 - Schéma de ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV

MODELISATION & ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

IV. MODELISATION & ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

IV.1. INTRODUCTION GENERALE

Dans ce chapitre introductif, nous allons présenter un aperçu succinct de l'art de la conception parasismique des bâtiments. Nous aborderons les principes fondamentaux à suivre pour créer des structures capables de résister aux secousses sismiques.

Pour les professionnels de l'ingénierie et de l'architecture, construire dans des zones sismiques nécessite une collaboration dès le début. Malheureusement, de nombreux maîtres d'ouvrage et architectes continuent à penser à tort qu'il suffit d'impliquer l'ingénieur civil à la phase finale du processus, lui confiant simplement la tâche de "calculer" la structure porteuse pour résister aux séismes.

Il est crucial que l'architecte et l'ingénieur collaborent étroitement dès les premières esquisses de tout projet de construction. Cette collaboration garantit le bon déroulement du projet, assure la sécurité de l'ouvrage, réduit sa vulnérabilité aux tremblements de terre et maintient les coûts à un niveau raisonnable.

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorable de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisantes pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.2.1. Objectifs de résistance sismique visés pour ouvrages courants :

Pour les ouvrages courants, les objectifs visés sont les suivants :

Doter la structure d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie appropriées, permettant à celle-ci de supporter des déformations inélastiques avec des dommages limités lors d'un séisme majeur, moins fréquent. Il est important que la construction puisse subir des dommages irréparables sans pour autant s'effondrer et mettre en danger ses occupants.

Assurer une rigidité et une résistance adéquates pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux en permettant à la structure de se comporter essentiellement de manière élastique lors d'un séisme modéré, qui peut être plus fréquent.

IV.2.1.1. Principe de dispositions des éléments de contreventement :

L'objectif principal de l'ingénieur en études est de prévoir des arrangements de voiles de contreventement garantissant la stabilité générale, en particulier le contreventement global des bâtiments.

La recherche de la simplicité et de la régularité dans les formes, ainsi que dans la répartition des éléments porteurs, constitue un principe fondamental de la bonne conception parasismique. Cela permet non seulement de garantir la résistance aux forces horizontales considérées dans les calculs, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de supporter les effets de certaines sollicitations exceptionnelles sans subir de dommages excessifs.

IV.2.1.2. Choix du Contreventement :

Le contreventement vertical par voiles doit répondre à des critères précis, notamment en ce qui concerne leur nombre, leur disposition et leur répartition verticale.

IV.2.1.3. Nombre des éléments de contreventement :

Le nombre d'éléments de contreventement doit être déterminé de manière à ce que, sous l'effet de l'action sismique, leurs capacités de résistance ne soient pas dépassées et que leurs déplacements ne soient pas excessifs. Idéalement, lorsque les planchers et les toitures sont considérés comme parfaitement rigides dans leur plan, trois éléments de contreventement par niveau suffisent théoriquement. Ces éléments doivent être non concourants et non parallèles : deux éléments pour contrer les translations du diaphragme dans les directions x et y , et un

Troisième pour produire avec l'un des deux autres, un couple résistant à la torsion autour de l'axe vertical.

Il est cependant nettement préférable d'en utiliser un nombre plus élevé (système hyperstatique) :

- Répartir les charges horizontales sur plusieurs éléments
- Éviter la flexibilité, dans le plan, des planchers de grandes longueurs
- Palier avec éventuelles défaillances locales des éléments affaiblis

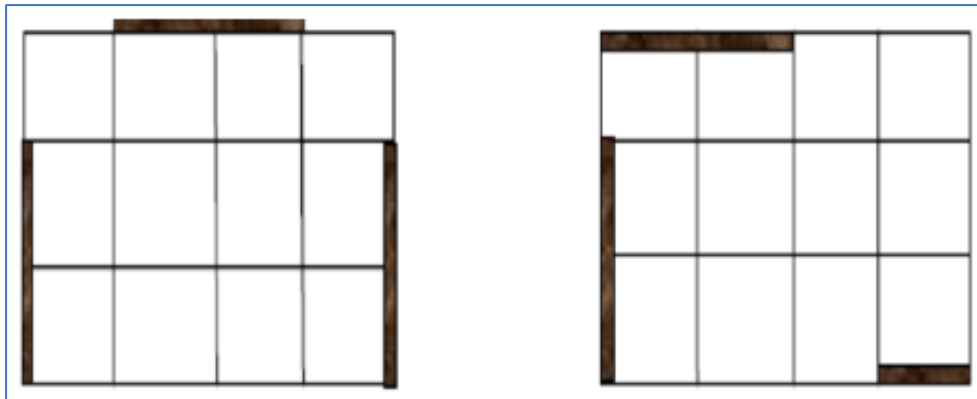


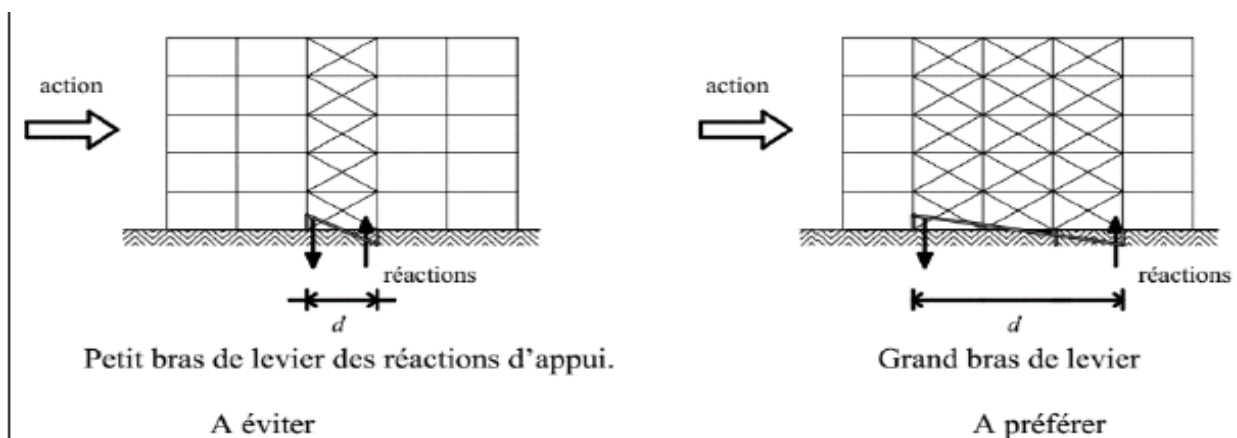
Figure 38- Nombre des voiles

IV.2.1.4. Dispositions des éléments verticaux de contreventement :

En règle générale, ces éléments devraient conférer à la construction une rigidité similaire dans les directions transversale et longitudinale. Pour former un système de contreventement efficace, ils devraient :

☞ Largeur des contreventements :

D'une manière générale, ces éléments devraient apporter à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions transversale et longitudinale. Afin de constituer un système de contreventement efficace



.Figure 39 - La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution

☞ Résistance à la torsion d'ensemble :

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsion elle à la structure soient portés le plus possibles

vers le pourtour de la construction. La disposition constructive avec un seul noyau (cage d'escalier, ascenseur), classique en zone non sismique, n'est pas idéale a priori.

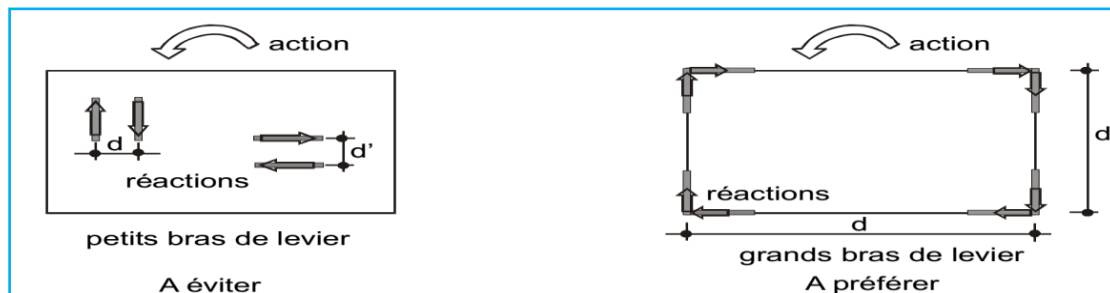


Figure 40 - Distance entre les éléments de contreventement. (AFPS, 2002)

- **Distribution des éléments verticaux de contreventement ;**

La distribution doit être régulière et continue ; les voiles seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment. Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale

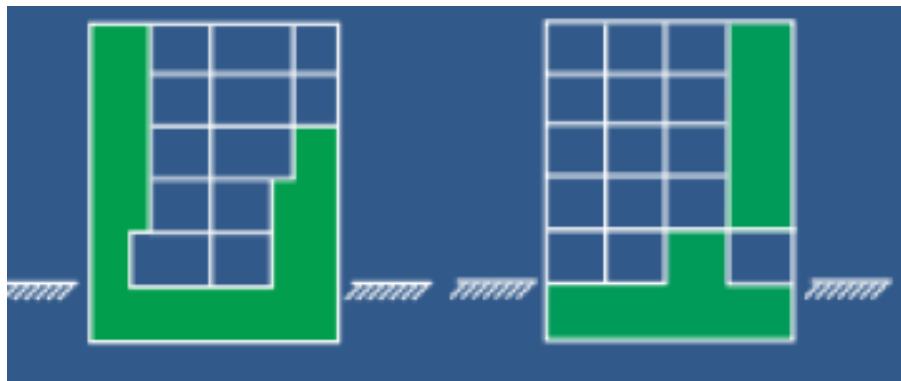


Figure 41 - Saut de rigidité et contreventement décalé à éviter

- Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau :

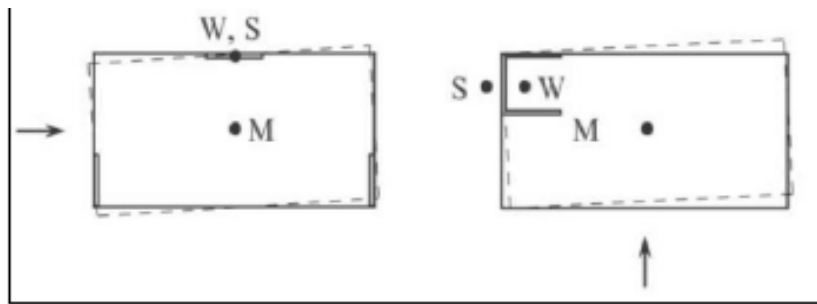
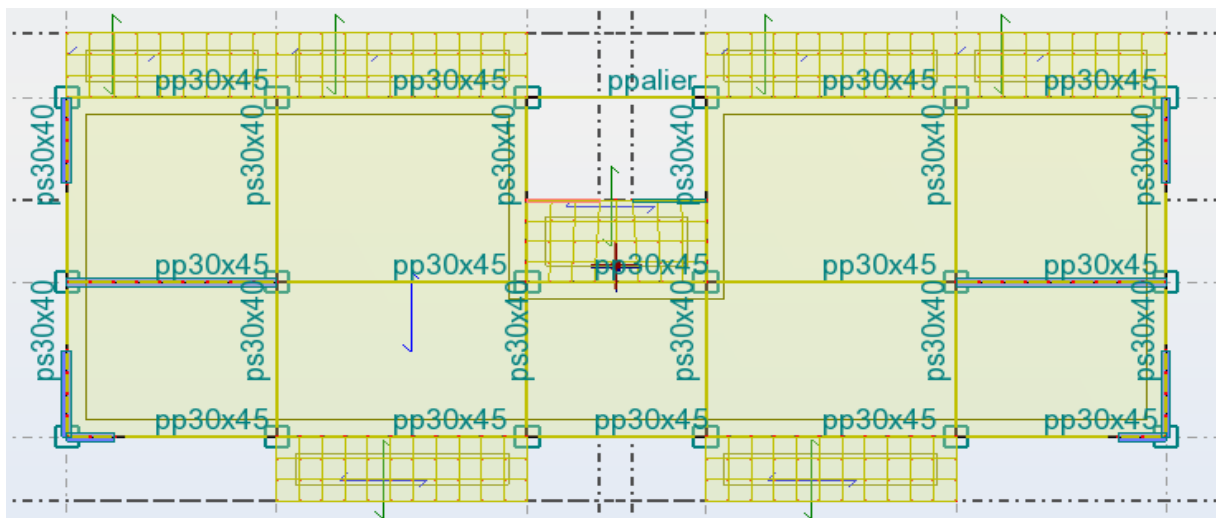


Figure 42 - Disposition de y sémitique des voiles à éviter

- Disposition des voiles de contreventement RDC et 6 étages :

→ Selon X : il y'a 4 voiles (2 voiles de 4,30m et 2 voiles de 1m)

→ Selon Y : il y'a 4 voiles de 2 m.



- Disposition des voiles de contreventement des entre-sol :

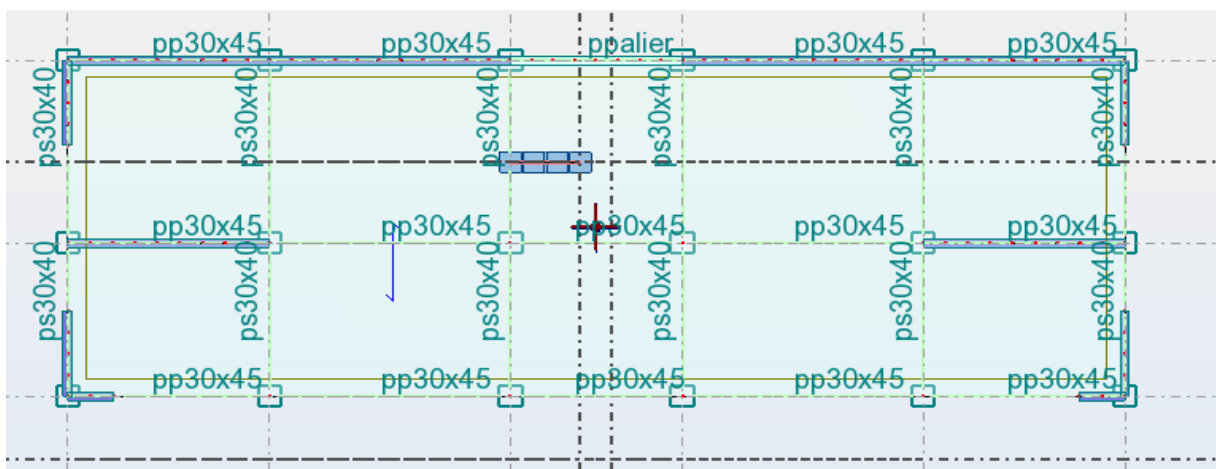


Figure 43 - Disposition des voiles

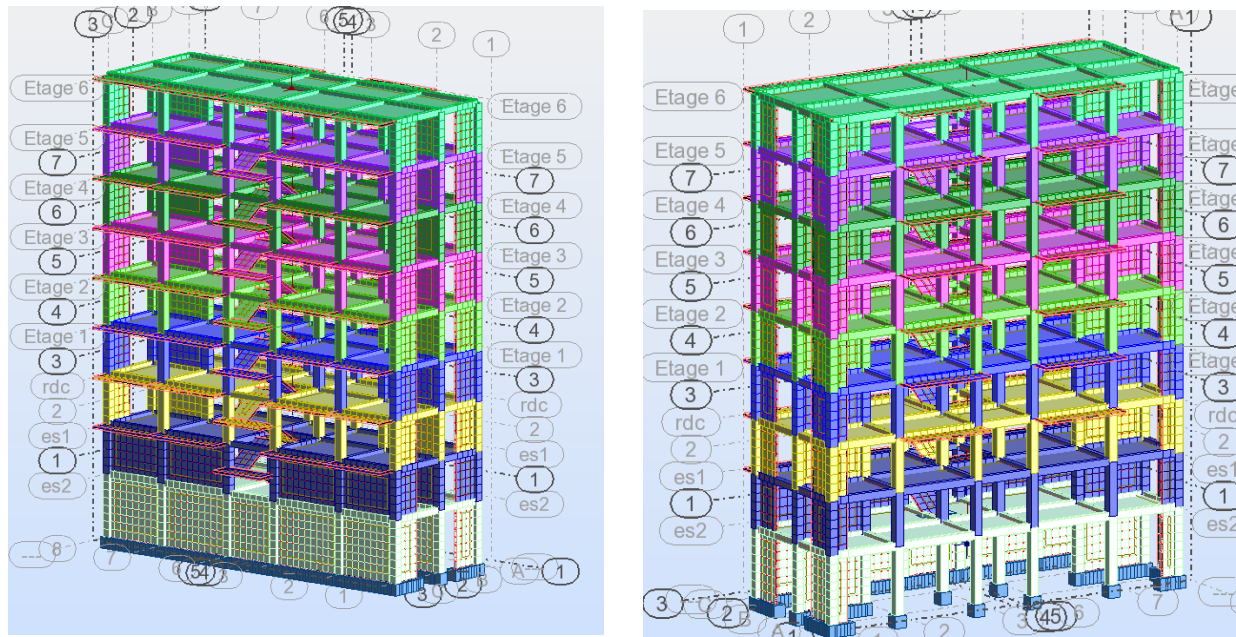


Figure 44 - Vue en 3D de Bâtiment

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/ 1	es2	291085,61	11,53 4,46 -4,0	11,52 4,02 -4,7	3133944,00	17473534,16	19689015,86	0,01	0,44	1,15	0,40
4/ 2	es1	284320,63	11,52 4,65 -0,6	11,53 4,00 -1,0	2944362,77	16352932,48	18776384,01	0,01	0,65	1,15	0,47
4/ 3	rdc	258941,50	11,52 4,06 2,70	11,54 3,92 2,28	2737582,38	14681781,60	17040304,63	0,02	0,13	1,15	0,55
4/ 4	Etage 1	246177,04	11,52 4,07 5,91	11,54 3,93 5,51	2575623,04	13857528,90	16109596,64	0,02	0,14	1,15	0,55
4/ 5	Etage 2	246177,04	11,52 4,07 9,06	11,54 3,93 8,66	2575605,63	13857610,79	16109661,12	0,02	0,14	1,15	0,55
4/ 6	Etage 3	246177,04	11,52 4,07 12,2	11,54 3,93 11,8	2575679,27	13857564,70	16109688,66	0,02	0,14	1,15	0,55
4/ 7	Etage 4	246177,04	11,52 4,07 15,3	11,54 3,93 14,9	2575675,61	13857638,85	16109759,14	0,02	0,14	1,15	0,55
4/ 8	Etage 5	246177,04	11,52 4,07 18,5	11,54 3,93 18,1	2575670,76	13857636,74	16109752,20	0,02	0,14	1,15	0,55
4/ 9	Etage 6	251559,15	11,53 4,09 21,7	11,52 3,93 21,2	2665985,46	14100948,71	16474394,16	0,00	0,16	1,15	0,55

Figure 45 - Coordonnées des centres de masses et centre de rigidités ainsi que les excentricités diverses selon les étages ; source Auteur

Pour la symétrie des voiles :

- L'excentricité de RDC selon $X=0,02$ m, et selon $Y=0,13$
- L'excentricité des étages courants selon $X=0,02$ m, et selon $Y=0,14$ m
- L'excentricité de l'étage terrasse selon $X=0$ m, selon $Y=0,16$ m
- L'excentricité de l'entre-sol 1 selon $X=0,01$ m, selon $Y=0,65$ m
- L'excentricité de l'entre-sol 2 selon $X=0,01$ m, selon $Y=0,44$ m

IV.3. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON RPA99/V2003 :

IV.3.1. Classification de la zone sismique :

Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante RPA99/V2003 [5] :

☞ **Zone 0** : sismicité négligeable.

☞ **Zone I** : sismicité faible.

☞ **Zone IIa** : sismicité moyenne.

☞ **Zone IIb** : sismicité moyenne.

☞ **Zone III** : sismicité élevée

Notre projet est situé à Filfila wilaya de SKIKDA, selon le RPA99 SKIKDA de **Zone IIa** de la sismicité moyenne.

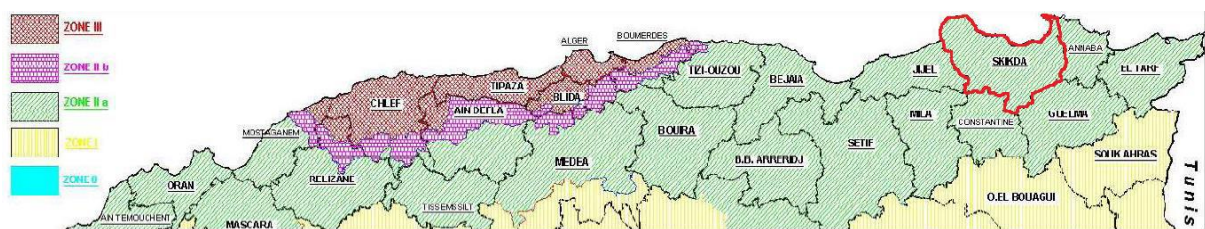


Figure 46 - Classification des zones sismiques

IV.3.2. Classification des ouvrages selon leurs importances

Le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003 considère 4 groupes d'ouvrages selon leur importance pour la collectivité.

Tableau 16 classification selon l'importance

Groupe	Importance
Groupe 1A	Ouvrages d'importance vitale
Groupe 2B	Ouvrage de grande importance
Groupe 2	Ouvrages courants ou d'importance moyenne
Groupe 3	Ouvrages de faible importance

Pour notre bâtiment est classé dans le **groupe 2** (ouvrage d'importance moyenne)

On retrouve dans ce groupe les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

→ Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

→ Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, ...

→ Parkings de stationnement publics.

IV.3.3. Classification des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent **RPA99/V2003**.

Catégories des sites

Site	Catégorie
S1	Sol rocheux
S2	Sol ferme
S3	Sol meuble
S4	Sol très meuble

Notre site d'implantation est classé en **Site 3** le rapport de sol (Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyenne m'entraînée avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10m de profondeur).

IV.3.4. Classification du système de contreventement :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R**, coefficient réducteur des efforts.

Les éléments verticaux de contreventement dans le cas de notre bâtiment, sont des **portiques** et des **voiles disposés** dans les **deux sens** (longitudinale et transversale).

Néanmoins il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique-voiles pour ce faire on doit vérifier que :

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

IV.3.5. Justification de la Portance des éléments porteurs vis-à-vis les Charges verticales & horizontale :

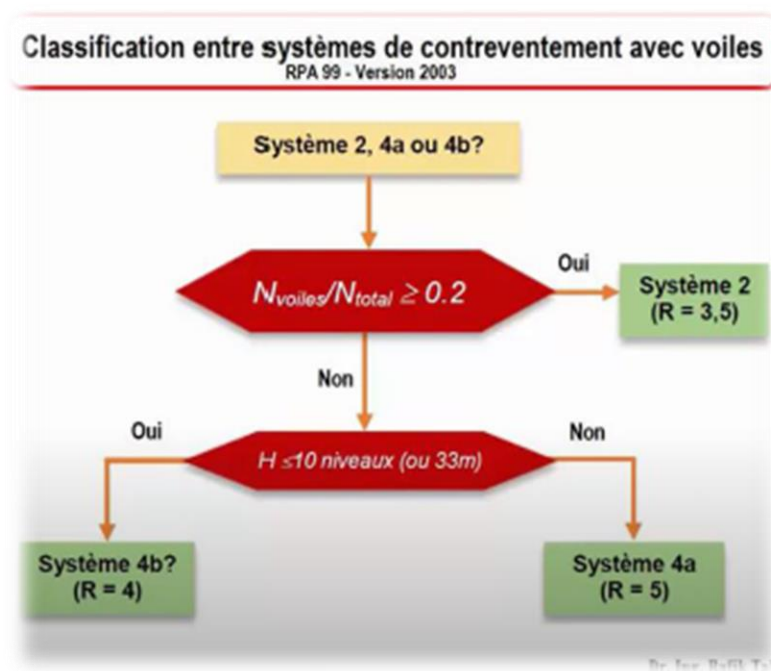


Figure 47 - Organigramme de justification du coefficient R

Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés Robot Structural Analysis Professional 2010 sous la combinaison **(G+Q)** :

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
2/ 1	11,53 4,86 -4,70	10087,53	5236,88	4850,65
2/ 2	11,52 5,04 -1,05	9006,27	5180,85	3825,42
2/ 3	11,52 4,09 2,28	7880,69	5580,57	2300,12
2/ 4	11,52 4,09 5,43	6768,49	4773,96	1994,53
2/ 5	11,52 4,09 8,58	5655,94	3980,38	1675,57
2/ 6	11,52 4,09 11,73	4543,29	3193,50	1349,79
2/ 7	11,52 4,09 14,88	3430,62	2409,29	1021,33
2/ 8	11,52 4,09 18,03	2317,64	1614,88	702,76
2/ 9	11,52 4,02 21,20	1227,14	891,68	335,46

Figure 48 - Les charges verticales reprises par le système de contreventement

$$\frac{N_{voile}}{N_{total}} = \frac{4850,65}{10087,53} = 48\% > 20\%$$

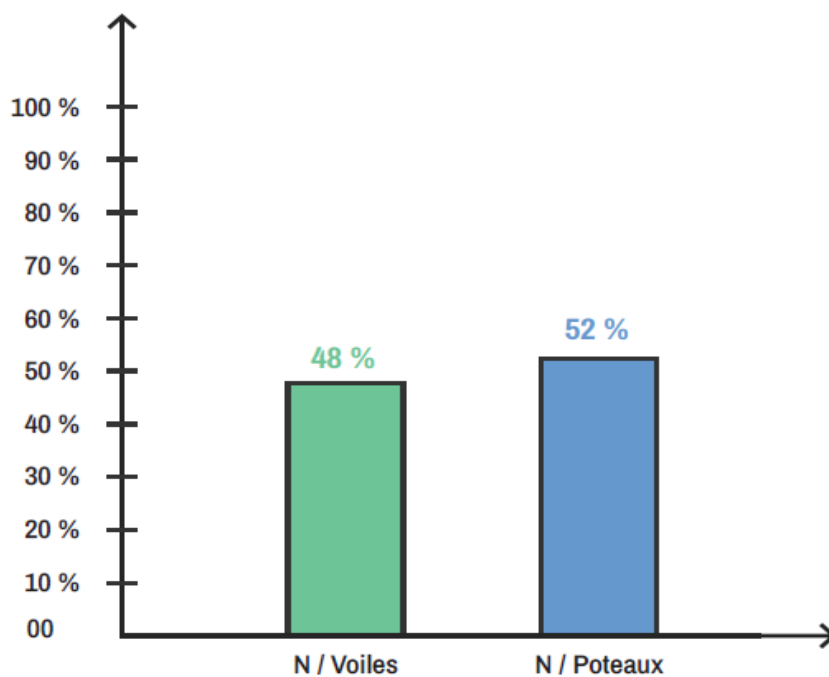


Figure 49 - Pourcentage des voiles et des poteaux

Les voiles reprennent **plus de 20%** des sollicitations dues aux **charges verticales**. D'après le **RPA99 / 2003**, le contreventement est de type **système 2 contreventement constitué par voiles porteurs**. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Donc le coefficient de comportement **R=3,5**

IV.3.6. Classification des ouvrages selon leur configuration

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères introduits dans le **RPA99 (Art 3.5)**.

IV.3.6.1. Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Cependant, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait :

A1 : Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. En direction Y→**CNV***

A2 : À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

→ Suivant X : l'excentricité max = **0,02m** ≤ $0,15 \times 23,05 = 3,46\text{m}$→**CV✓**

→ Suivant Y : l'excentricité max = **0,65 m** ≤ $0,15 \times 10,90 = 1,64 \text{ m}$→**CV✓**

A3 : Le bâtiment est compact et ne présente pas de parties rentrantes et saillantes dans les deux directions, avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal **4**.

→ $\frac{23,05}{10,90} = 2,1 < 4$→**CV✓**

A4: Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.....**CV✓**

IV.3.6.2. Principe de la Symétrie et régularité en élévation :

B1: Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.....→**CV✓**

B2: Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.....→**CNV***

B3 : Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de **25%** dans chaque direction de calcul. La variation de la masse et la rigidité d'un étage à un autre est négligeables.....→**CV✓**

B4: Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Nous constatons que la structure porteuse ne présente aucune variation brusque en raideur ou décrochement en hauteur..... → CV ✓

☞ Conclusion :

Notre bâtiment est classé irrégulier, il peut être affirmé qu'une modélisation en **3D** de la structure sera obligatoire pour le calcul des efforts sismiques.

IV.3.6.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'analyse dynamique (sismique) nécessite toujours de créer initialement un modèle de calcul représentant la structure. Le calcul des actions sismiques peut être mené par deux approches distinctes : Une approche dite **statique** équivalente et une approche **dynamique**

IV.3.7. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces séismiques, **le RPA99/ 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale,
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

IV.3.7.1. Méthode statique équivalente :

- **Le principe de la méthode statique équivalente :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction, par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Modélisation :**

→ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau,

→ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections **non fissurées** pour les structures en béton armé,

→ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **Vérification des conditions de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

→ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, **paragraphe 3.5** avec une hauteur au plus égale à **65m** en **zones I et II**.

→ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre la condition de hauteur suivante :

☞ Dans le cas le bâtiment implanté en **zone IIa** et le groupe **d'usage 2**, si la hauteur est inférieure ou égale à **7 niveaux** ou **23 m**.

La hauteur de notre bâtiment est : **29,20 m > 23m** → **CNV***

IV.3.7.2. Méthode dynamique modale spectrale: (RPA99/Version 2003 Art 4.3)

L'analyse modale spectrale est universellement reconnue comme méthode de référence pour étudier le comportement d'une structure soumise aux actions sismiques. Elle permet de calculer efficacement les valeurs maximales probables de toutes les variables d'intérêt (déplacements, accélérations, réactions, sollicitations, ...), en déterminant la réponse maximale de chacun des modes propres, et en superposant ces réponses modales par combinaison quadratique complète (CQC). Cette méthode est utilisée par tous les logiciels traitant l'analyse sismique des structures.

IV.3.7.3. Principe de la méthode modale spectrale :

L'approche de l'analyse spectrale est basée sur la détermination de la réponse maximale de la structure pour chacun de ses modes propres. Elle est fondée sur le principe d'assimiler la structure à un oscillateur, multiple, libre et amorti, capable de représenter les propriétés dynamiques de la structure réelle, telle que les périodes naturelles de vibrations et les formes modales.

- **Modélisation :**

→ Les structures régulières en plan comportant des planchers rigides sont analysées en considérant suivant chacune des deux directions principales de calcul un modèle plan, encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale,

→ Les structures **irrégulières** en plan comportant des planchers rigides sont représentées par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (2 translations horizontales, et une rotation d'axe vertical),

→ Les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher,

→ La déformabilité du sol de fondations doit être prise en compte dans le modèle,

Le modèle de bâtiment doit représenter au mieux les distributions des masses et des rigidités de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques.

IV.3.7.4. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

- **Principe :**

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogramme et impose en pratique l'usage de l'ordinateur.

La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogramme. Elle est représentée par un modèle dont on calcule la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

- **Domaine d'application :**

Elle s'applique au cas par cas pour les structures de grande importance par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisés, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire

On choisit la méthode modale spectrale parce que les conditions de la méthode statique équivalent ne sont pas vérifiées

IV.3.8. La modélisation de la structure :

L'avènement des nouvelles technologies pour les calculs de structure statiques et dynamiques facilitent le travail de l'ingénieur mais ne doit pas le déresponsabiliser quant aux résultats obtenus. Actuellement, les éléments finis constituent un outil puissant et cependant délicat qui est à disposition. En effet, les choix au niveau des types d'éléments pris en compte pour la modélisation sont très importants, en tenant compte, le plus correctement possible, la masse et la raideur de tous les éléments de la structure afin de reproduire le plus proche que possible de son réel comportement et améliorer la qualité et réalisme des résultats à obtenir.

IV.3.8.1. Méthode de modélisation :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (**DDL**) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse modale.

IV.3.8.2. Modélisation de la structure étudiée :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation), les caractéristiques dynamiques sont déterminées par logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**. Étant un programme d'éléments finis, il importe en premier lieu de déterminer quels sont les types d'éléments qui vont modéliser au mieux nos différents éléments structuraux. Il existe 3 types d'éléments finis principaux que sont :

- Les éléments linéaires, ou éléments barres (poteaux et poutres)
- Les éléments surfaciques (planchers et voiles)
- Les éléments solides. Dans cette étude nous n'utiliserons pas les solides.

IV.3.8.3. Logiciel de modélisation :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 est un logiciel de calcul structurel sophistiqué utilisé par les ingénieurs pour modéliser, analyser et concevoir des structures complexes. Il permet de créer des modèles 3D détaillés et de réaliser diverses analyses, y compris statique linéaire et non linéaire, dynamique, sismique et de stabilité.

Le logiciel offre des outils de conception conformes aux normes internationales et s'intègre parfaitement avec d'autres produits Autodesk comme AutoCAD et Revit, facilitant les flux de travail en BIM (Building Information Modeling). La version 2010 inclut des améliorations significatives en termes de performance et de précision, optimisant ainsi les projets de calcul structurel

- **Eléments modélisés :**

Toute la structure porteuse en béton armé participant au contreventement du bâtiment

→ Pour les voiles en béton armé → **coque**

→ Pour les dalles en corps creux → **type de bardage dans une seule direction**

→ Pour les balcons et escaliers → **type coque**

→ Pour les poteaux et poutres → **type barres**

- **Modélisation de la masse :**

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir **25KN/m³**, ajoutant à ça le poids permanent hors le poids propre. La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (kN) (Deg)
2:G	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-5,57[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-2,50[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	91	' PZ=-5,57[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	91	' PZ=-2,50[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	459	' PZ=-5,95[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	459	' PZ=-1,00[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-1,50[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-1,50[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-1,50[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-1,50[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-1,50[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-1,50[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	461A466	' PZ=-1,50[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	460A466	' PZ=-5,57[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	460	' PZ=-2,50[kN/m2]
1:pp	poids propre	1A495 549A	' PZ Moins Coef=1,00
2:G	(EF) surfacique uniforme		' PZ=-2,13[kN/m2]
2:G	(EF) surfacique uniforme	549A551 55	' PZ=-2,99[kN/m2]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	549A551 55	' PZ=-2,50[kN/m2]
2:G	charge uniforme	20A388P92	' PZ=-2,00[kN/m]
3:Q	(EF) surfacique uniforme	632A635 66	' PZ=-3,50[kN/m2]
*			

Cas	Préfixe	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PERM1	pp	poids propre	Statique linéaire
2	PERM1	G	permanente	Statique linéaire
3	PERM1	Q	d'exploitation	Statique linéaire
4	MOD4	Modale		Modale
5	SIS_X5	EX	sismique	Sismique-RPA 99 (2
6	SIS_Y6	EY	sismique	Sismique-RPA 99 (2
7		1.35G+1.5Q	permanente	Combinaison linéaire
8		G+Q	d'exploitation	Combinaison linéaire
9		G+Q+EX	sismique	Combinaison linéaire
10		G+Q-EX	sismique	Combinaison linéaire
11		G+Q+EY	sismique	Combinaison linéaire
12		G+Q-EY	sismique	Combinaison linéaire
13		G+Q+1.2EX	sismique	Combinaison linéaire
14		G+Q-1.2EX	sismique	Combinaison linéaire
15		G+Q+1.2EY	sismique	Combinaison linéaire
16		G+Q-1.2EY	sismique	Combinaison linéaire
17		0.8G+EX	sismique	Combinaison linéaire
18		0.8G-EX	sismique	Combinaison linéaire
19		0.8G+EY	sismique	Combinaison linéaire
20		0.8G-EY	sismique	Combinaison linéaire

Figure 50 - Tableau des chargements du modèle RSA 2010., Source Auteur

IV.3.8.4. Paramétrage de RSA2010 :

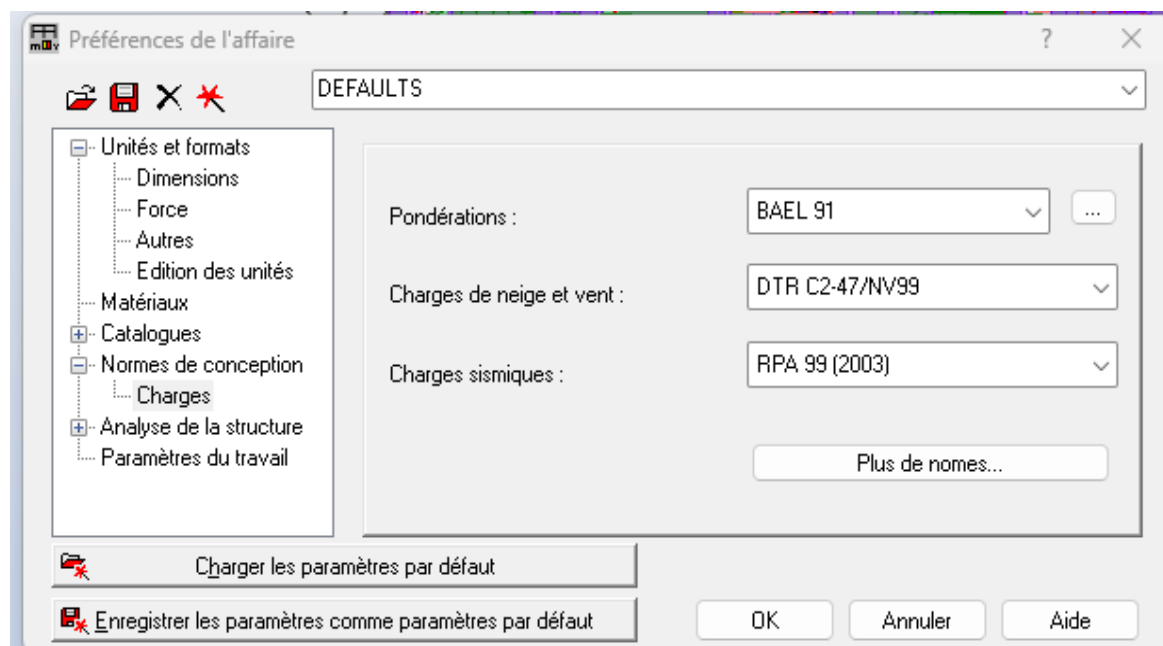


Figure 51 - Paramétrage et normes utilisées sous RSA2010

La correcte manipulation et le paramétrage de ce logiciel est donc nécessaire. Il faut donc garder un regard critique sur les éléments finis de manière à en tirer des résultats en accord avec la réalité.

IV.3.8.5. Maillage de la structure :

Le maillage des éléments surfacique nous avons opté pour la méthode de **STRUCTURE**, avec une taille de maille de **0,50 m**. de type carré (contour rectangulaire). La taille de maillage adoptée permet de mailler les éléments surfaciques avec tout en ayant une précision de résultats et un temps de calcul acceptable.

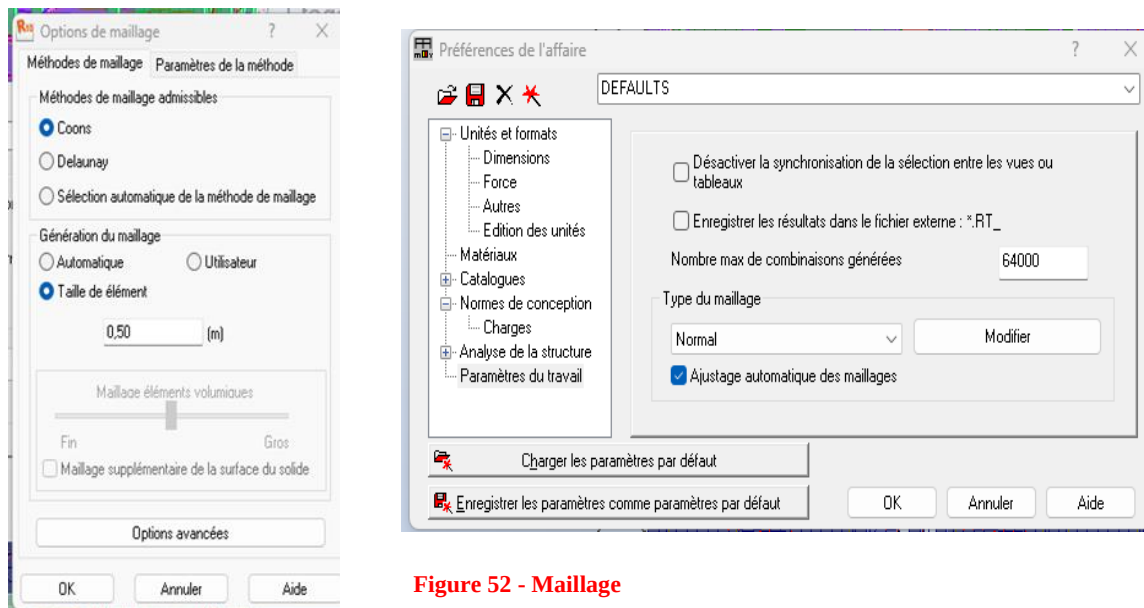


Figure 52 - Maillage

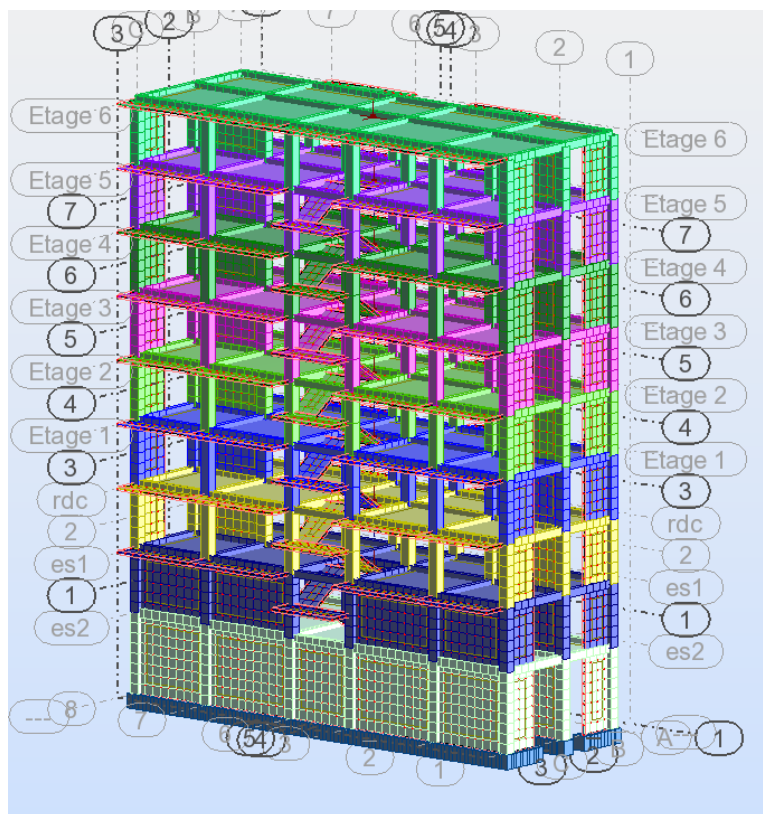


Figure 53 - Modélisation de la structure RSA2010

IV.3.9. Caractéristiques géométriques de la structure :

- Centre de gravité :

Tableau 17 - Centre de gravité

Niveau	XCCM[m]	YCCM[m]
Entre-sol2	11,53	4,46
Entre-sol1	11,52	4,65
RDC	11,52	4,06
1	11,52	4,07
2	11,52	4,07
3	11,52	4,07
4	11,52	4,07
5	11,52	4,07
6	11,53	4,09

- Le centre de rigidité :

Tableau 18- Centre de rigidité

Niveau	XCR[m]	YCR[m]
Entre-sol2	11,52	4,02
Entre-sol1	11,53	4
RDC	11,54	3,92
1	11,54	3,93
2	11,54	3,93
3	11,54	3,93
4	11,54	3,93
5	11,54	3,93
6	11,52	3,93

IV.3.10. Excentricité accidentelle :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans notre cas l'analyse est tridimensionnelle

Par le **RPA99/2003** à $\pm 0,05 L$. Plus l'excentricité théorique calculée

- Dans le sens X $\rightarrow EX_{acc} = 0.05 * L_y = 0.05 \times 7,90 = 0,395 \text{ m}$

- Dans le sens Y $\rightarrow EY_{acc} = 0.05 * L_x = 0.05 * 23,05 = 1,153 \text{ m}$

IV.3.11. Excentricité théorique :

Donné par la formule suivante :

$$ex = X_{cm} - X_{cr} \quad ; \quad ey = Y_{cm} - Y_{cr}$$

Tableau 19 _ Excentricité théorique et accidentelle

Niveau	X_{cm}	Y_{cm}	X_{cr}	Y_{cr}	ex	ey	exacc	eyacc
Entre-sol2	11,53	4,46	11,52	4,02	0,01	0,44	0,395	1,153
Entre-sol1	11,52	4,65	11,53	4	0,01	0,65	0,395	1,153
RDC	11,52	4,06	11,54	3,92	0,02	0,14	0,395	1,153
1	11,52	4,07	11,54	3,93	0,02	0,14	0,395	1,153
2	11,52	4,07	11,54	3,93	0,02	0,14	0,395	1,153
3	11,52	4,07	11,54	3,93	0,02	0,14	0,395	1,153
4	11,5	4,07	11,54	3,93	0,02	0,14	0,395	1,153
5	11,52	4,07	11,54	3,93	0,02	0,14	0,395	1,153
6	11,53	4,09	11,52	3,93	0,01	0,16	0,395	1,153

IV.3.12. L'analyse modale :

L'analyse modale permet de calculer les valeurs propres et leurs valeurs connexes (pulsations propres, fréquences propres ou périodes propres), les vecteurs propres, les coefficients de participation et les masses participantes pour l'étude aux vibrations propres de la structure.



Figure 54 - Les paramètres de l'analyse modale

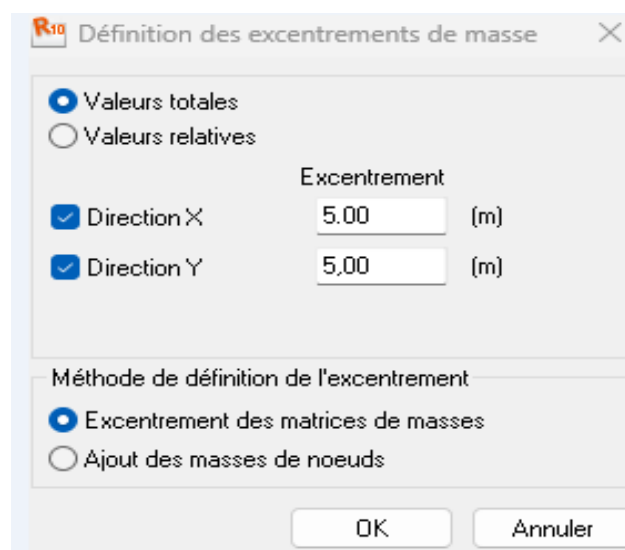


Figure 57 - Les paramètres de l'analyse modale

IV.3.12.1. Analyse de la structure (masses) :

On doit introduire la loi $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ Pour cela, sur le menu déroulant on clique sur Analyse → type d'analyse → masse

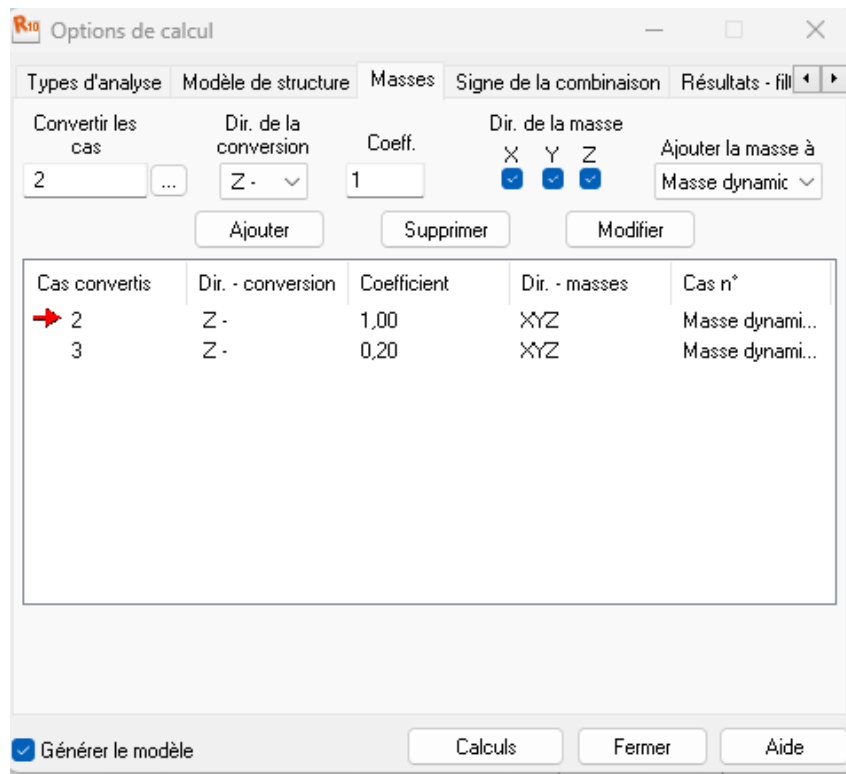


Figure 55 - Les masses sur le RSA2010

IV.3.12.2. Interprétations et validation de l'analyse modale :

Avant tous les calculs sismiques, il faut vérifier la cohérence du modèle et de valider le comportement du bâtiment.

➤ **Vérification de la participation massique :**

A- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

B- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que : $K \geq \sqrt{N_{et}} \quad T_K \leq 0,2 \text{ sec}$

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

→ T_K : la période du mode K

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,18	0,85	0,05	67,28	0,00	0,05	67,28	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 2	1,53	0,65	43,59	68,08	0,00	43,54	0,81	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 3	1,70	0,59	65,36	68,75	0,00	21,76	0,67	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 4	3,16	0,32	65,36	73,68	0,00	0,00	4,93	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 5	3,48	0,29	65,36	80,39	0,00	0,00	6,70	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 6	4,01	0,25	65,52	80,45	0,00	0,16	0,06	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 7	4,57	0,22	73,12	80,45	0,00	7,60	0,00	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 8	4,98	0,20	73,78	80,91	0,01	0,67	0,46	0,01	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 9	5,15	0,19	74,00	83,73	0,01	0,22	2,82	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 10	5,72	0,17	76,17	84,11	0,02	2,17	0,37	0,01	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 11	6,08	0,16	76,32	84,13	0,02	0,15	0,02	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 12	6,66	0,15	76,37	88,74	0,04	0,05	4,62	0,02	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 13	7,03	0,14	76,38	89,21	0,05	0,01	0,46	0,01	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 14	7,10	0,14	77,46	89,21	0,05	1,08	0,00	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 15	7,65	0,13	77,80	89,37	0,06	0,34	0,16	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 16	8,21	0,12	78,57	89,38	0,08	0,76	0,01	0,02	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 17	8,88	0,11	78,60	91,39	0,35	0,04	2,02	0,27	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 18	9,24	0,11	81,63	91,46	0,62	3,03	0,07	0,28	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 19	9,57	0,10	81,75	91,55	2,13	0,11	0,08	1,51	2294012,86	2316741,44	2316792,07
4/ 20	9,95	0,10	82,67	91,55	23,76	0,92	0,00	21,63	2294012,86	2316741,44	2316792,07

Figure 56 - Résultats dynamique de l'analyse modale de la structure selon RSA2010

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au **17^{ème} mode** dans la direction de **Y**

Et atteint le taux **82,67%** dans le sens **X** du aux effet de torsion, a cet nous vérifions les conditions supplémentaires exigées par le **RPA**

- **Application :**

Pour notre structure représentée par un modèle 3D ; nous allons utiliser la règle 2 ou le nombre de mode K à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec.}$$

$$K \geq 3\sqrt{N} \rightarrow K \geq 3\sqrt{9} = 9 \rightarrow \text{on a pris un } K=20$$

$$T_K \leq 0,2 \text{ sec} \rightarrow 0,10 \text{ sec} < 0,20 \text{ sec}$$

→ Le nombre minimal de modes **20 > 9.....CV✓**

→ La période du dernier mode de vibration **T(20) = 0,10 s < 0,20s.....CV✓**

IV.3.12.3. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Le bâtiment a des réponses différentes suivant les modes. Il faut notamment cibler les modes qui mobilisent plus de masse en premier lieu et en suite les modes qui mobilisent la masse du bâtiment dans les deux directions ce qui signifie que la structure est sollicitée en torsion. .

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Comportement
1	1,18	0,85	0,05	67,28	00	Translation Suivant l'axe Y
2	1,53	0,65	43,54	0,81	00	Translation Suivant l'axe X
3	1,70	0,59	21,76	0,67	00	Rotation autour de l'axe Z

Tableau 20- Les comportement de trois modes

→ Le mode prépondérant selon la direction Y → **le mode 1.**

→ Le mode prépondérant selon la direction X → **le mode 2**

Le mode 1 (T=0,85 s) : translation selon l'axe Y

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,18	0,85	0,05	67,28	0,00	0,05	67,28	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07

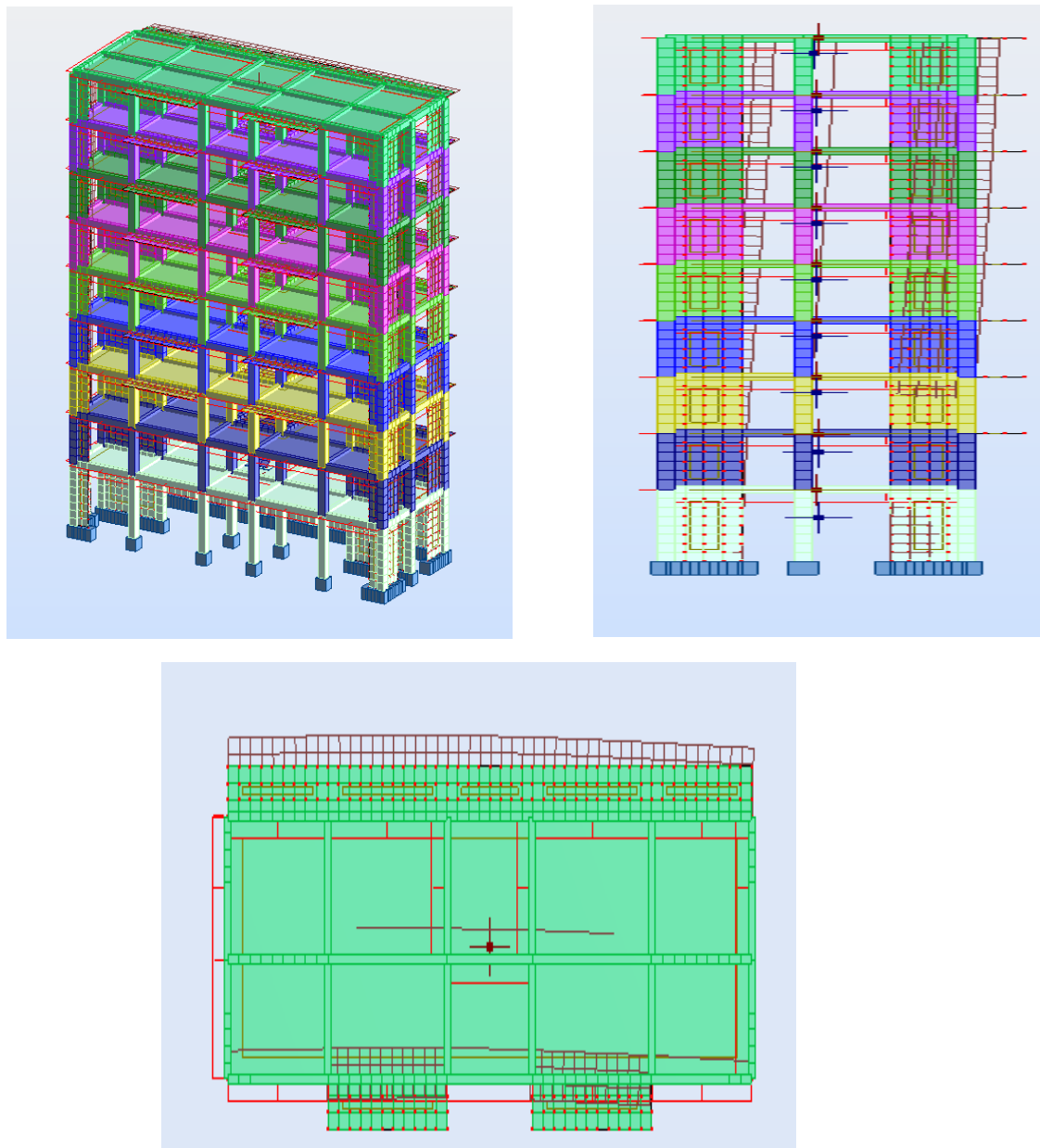


Figure 57 - Comportement mode 1

Le mode 2 (T=0,65 s) : translation selon X

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 2	1,53	0,65	43,59	68,08	0,00	43,54	0,81	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07

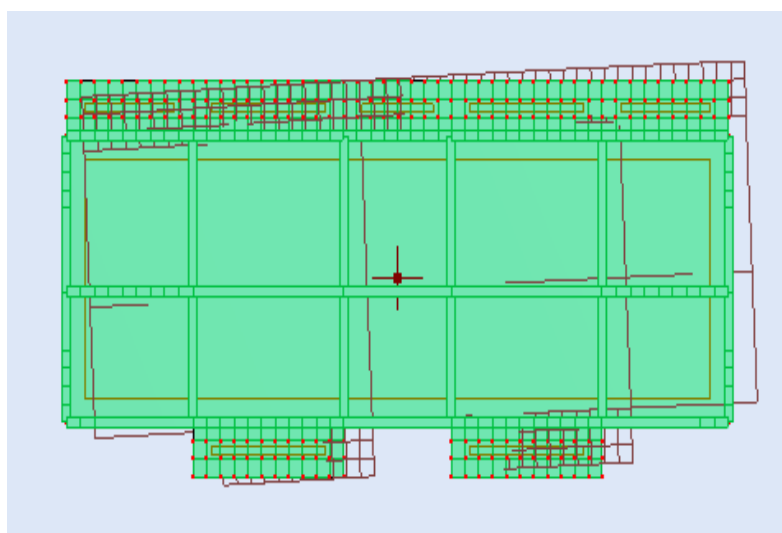
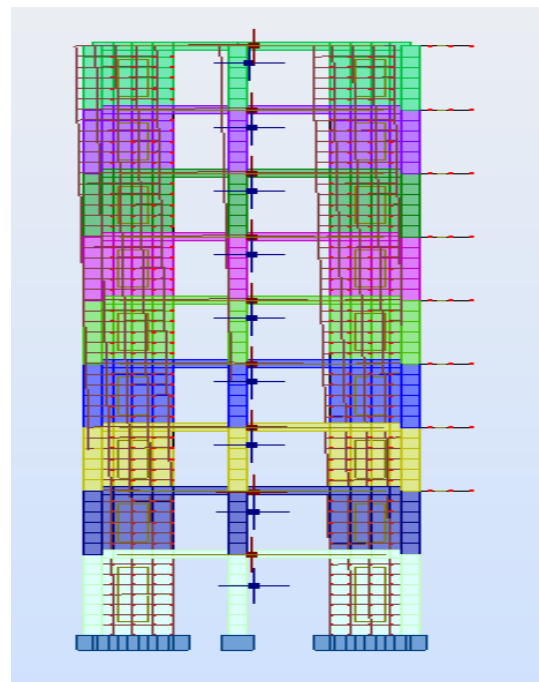
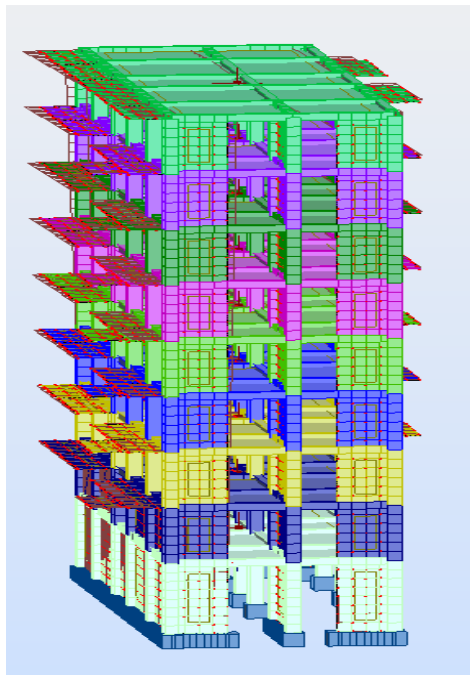


Figure 58 - Comportement de mode 2

Le mode 3(T=0,59s) : Rotation autour de l'axe Z

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 3	1,70	0,59	65,36	68,75	0,00	21,76	0,67	0,00	2294012,86	2316741,44	2316792,07

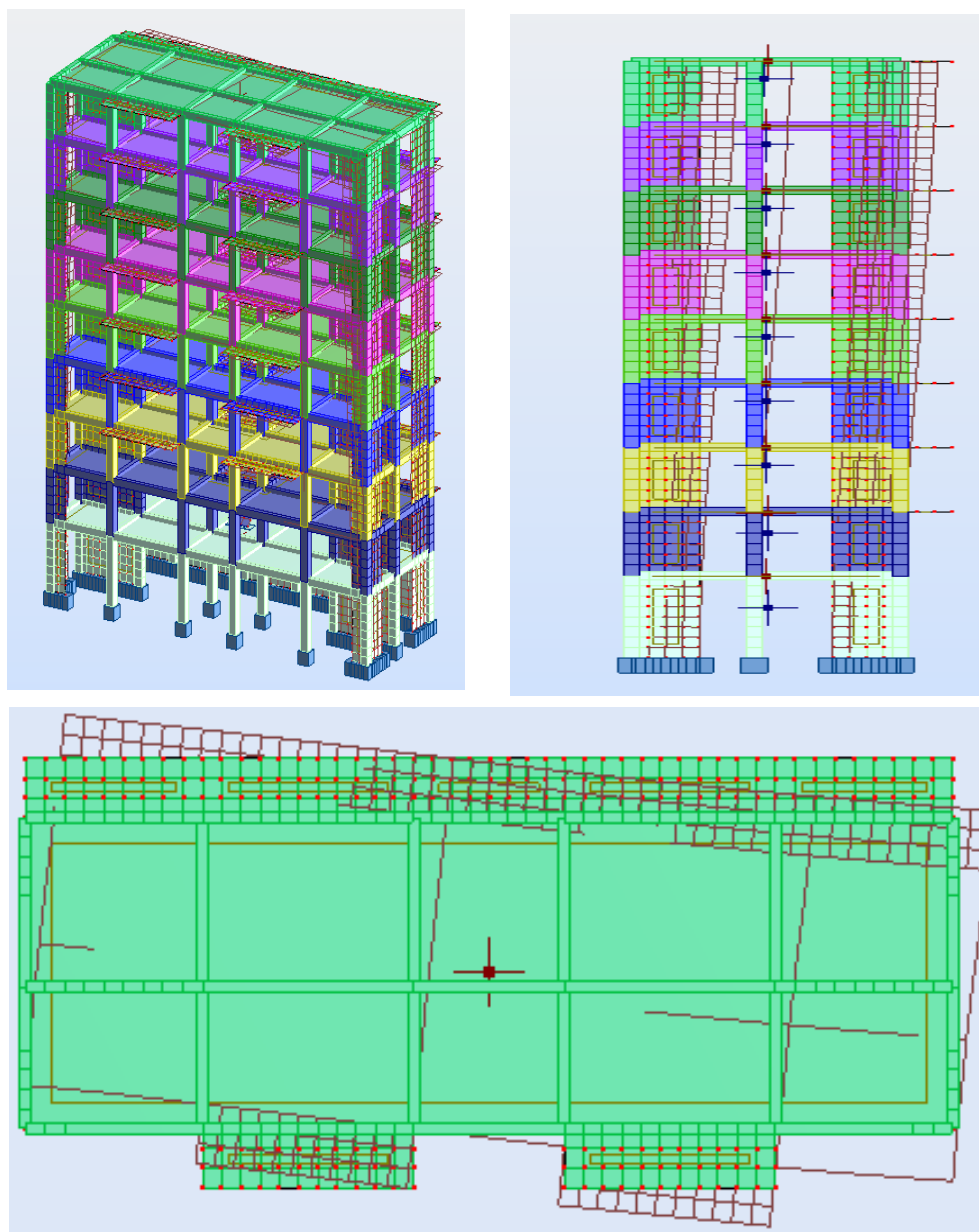


Figure 59 - Comportement mode 3

IV.3.12.4. L'analyse spectrale :

Après la détermination des caractéristiques dynamiques (Période propre, pulsation ; masses modales ; masses cumulées, modes propres de la structure) par l'analyse modale, on passe à l'analyse sismique par un spectre de réponse selon X et Y ; on peut négliger les effets de l'analyse dans la direction z).

IV.3.12.5. Spectre de réponse :

Le spectre de réponse est une courbe de réponses maximales en termes de déplacements, de vitesses et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation, donnée par des valeurs successives de fréquences propres.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) T \geq 3s \end{cases}$$

→ **A** : coefficient d'accélération de zone

→ **η** : facteur de correction d'amortissement.

→ **R** : coefficient de comportement de la structure.

→ **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

→ **Q** : facteur de qualité

A : Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone est en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, donné par le **Tableau 4.1**

Tableau 21- Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1)

	ZONE			
Groupe	I	Ia	Iib	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

T : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

Tableau 22 - Valeurs de T1 et T2 (Tableau 4.7. RPA)

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

IV.3.12.6. Le coefficient de comportement R :

Le contreventement est de type système 2 **contreventement constitué par voiles porteurs** donc **R=3,5**

IV.3.12.7. Facteur de correction d'amortissement ξ :

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le **tableau 4.2 (RPA 99/V2003)**.

Le type de structure est : **Voiles ou murs en béton armé** $\rightarrow \xi=10$

Tableau 23: Valeur d'amortissement (Tableau 4.2)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\eta = \xi \geq 0,7$: facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76$$

$\eta = 0,76 \geq 0,7 \dots \dots \dots CV \checkmark$

IV.3.12.8. Les critères de qualité q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

→ la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

→ la régularité en plan et en élévation

→ la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4. RPA 99/2003): $Q = 1 + \sum_1^b P_q$

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

Tableau 24 - Facteur de qualité

Critère "q"	P_q (suivant X)	P_q (suivant Y)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1,05	1,15

Donc :

Selon X : $Q_x = 1,05$

Selon Y : $Q_y = 1,15$

Les données précédemment calculées nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

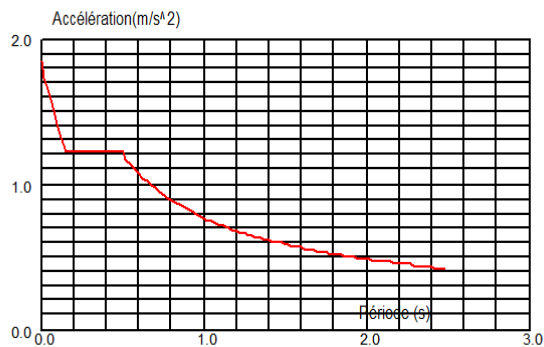


Figure 60 - Paramètres du spectre selon la direction X

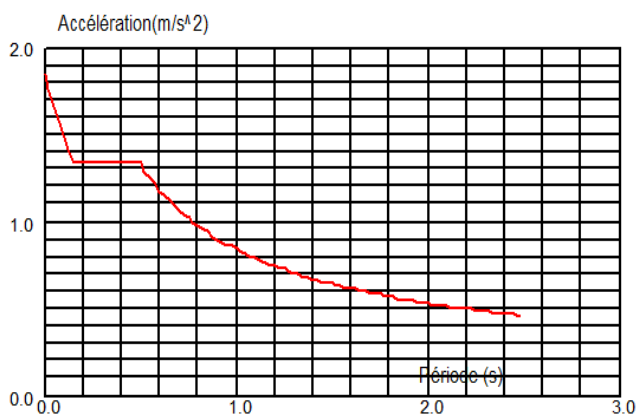


Figure 61 - Paramètres du spectre selon la direction Y

IV.4. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL :

La résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (RPA99/Version2003 Art 4.3.6)

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$$

IV.4.1. Calcul de la force sismique totale V (RPA99/V.2003 Art 4.2.3) :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales X, Y selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0,15**

R : coefficient de comportement global de la structure. **R = 3,5**

Q : facteur de qualité. **Q_x = 1,05 ; Q_y = 1,15**

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le 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).

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

IV.4.2. Estimation de la période fondamentale de la structure: (RPA99/Version2003 Art 4.2.4)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Par la formule empirique : (4-6 et 4-7 de RPA99/Version 2003)

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_N \rightarrow$ hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau .

$$h_N = 4 + (3,15 \times 8) = 29,20 \text{ m}$$

$C_T \rightarrow$ coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **Tableau 4.6 de RPA 99/V2003** $\rightarrow C_T = 0.05$

$D \rightarrow$ la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 29,20^{3/4} \rightarrow T = 0,63 \text{ sec}$$

$$T_{X\text{-empirique}} = \frac{0.09 \times 29,20}{\sqrt{23.05}} = 0,55$$

Soit $\min(0,63 \text{ sec}, 0,55 \text{ sec}) \rightarrow T_{X\text{-empirique}} = 0,55 \text{ sec}$

$$T_{Y\text{-empirique}} = \frac{0.09 \times 29,20}{\sqrt{7,90}} = 0,94 \text{ sec}$$

Soit : $\min(0,63; 0,94) \rightarrow T_{Y\text{-empirique}} = 0,63 \text{ sec}$

IV.4.3. Application numérique :

Les valeurs de T calculés à partir des méthodes numériques (analytique) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

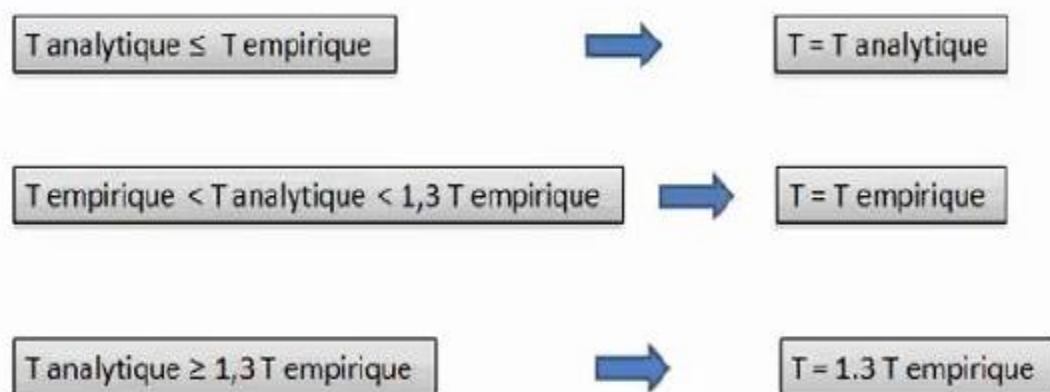


Tableau 25 Choix de la période appropriée pour le calcul du facteur D ; Source R. Taleb

$$T_{X\text{-empirique}} = 0,55 \text{ sec} , \quad T_{Y\text{-empirique}} = 0,63 \text{ sec}$$

$$T_{X\text{-analytique}} = 0,65 \text{ sec} , \quad T_{Y\text{-analytique}} = 0,85 \text{ sec}$$

• Suivant la direction X :

$$T_{X\text{-empirique}} = 0,55 \text{ sec} < T_{X\text{-analytique}} = 0,65 \text{ sec} < 1,3 T_{X\text{-empirique}} = 0,715 \text{ sec}$$

$$T_x = 0,55 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,5 \leq T_x = 0,55 \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.50}{0.55} \right)^{2/3} \rightarrow D_x = 1,78$$

Suivant la direction Y :

$$T_{y\text{-analytique}} = 0,85 \text{ sec} > 1,3 \times T_{y\text{-empirique}} = 0,82 \text{ sec} \rightarrow \text{Structure souple}$$

$$T_y = 0,82 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,5 \leq T_y = 0,82 \leq 3,0 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T^2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,50}{0,82} \right)^{2/3} \rightarrow D_y = 1,33$$

IV.4.4. Poids total de la structure (W) :

À l'aide d'Autodesk robot Analysis professionnelle 2010, le poids total de la structure :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

→ W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

→ W_{Qi} : charges d'exploitation.

→ β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

Notre bâtiment à usage d'habitation : $\beta = 0,20$

IV.4.4.1. Résumé des résultats :

Tableau 26 Résumé des résultats

Paramètres	A	R	Q_x	Q_y	D_x	D_y	W (KN)
Valeur	0,15	3,5	1,05	1,15	1,78	1,33	23167,92

IV.4.5. La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA9/2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t (RSA2010) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Selon X:

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,78 \times 1,05}{3,5} \times 23167,92 \rightarrow V_x = 1855,75 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{tx} = 1503,16 \text{ KN}$$

Selon Y :

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,33 \times 1,15}{3,5} \times 23167,92 \rightarrow V_y = 1518,66 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{ty} = 1369,17 \text{ KN}$$

Tableau 27 - Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (KN)	V _t (KN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0,80$
Sens X	1855,75	1503,16	0,81	CV✓
Sens Y	1518,66	1369,17	0,90	CV✓

IV.5. JUSTIFICATIONS REGLEMENTAIRES DE LA SECURITE VIS-A-VIS DES ACTIONS SISMIQUES SELON EXIGENCES DU RPA99/2003 A.5.1. P51 :

Selon le **RPA99 Version 2003**, les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à :

1)-Justification vis-à-vis de la résistance (vérification $S_d \leq R_d$ sous les combinaisons sismiques).

2)-Justification vis-à-vis de la ductilité (Vérification de l'effort normal réduit de compression).

3)-Justification vis-à-vis de L'équilibre d'ensemble (Vérification de la stabilité au renversement).

4)-Justification vis-à-vis des déformations (Vérification des déplacements inter-étages).

5)-Justification vis-à-vis de la stabilité de forme (vérification vis-à-vis l'effet P-Δ).

6)-Justification vis-à-vis de la largeur des joints sismiques, (vérification de la largeur du joint minimal).

7)-Justification vis-à-vis de la stabilité des fondations, (Vérifications vis-à-vis la capacité portante, renversement, soulèvement voir le chapitre des fondations).

Remarque :

Il faut que tous ces critères soient satisfaits et justifiés simultanément

IV.5.1. Justification vis-à-vis de la résistance :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Bien qu'aucune mention n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ces effets sont inclus dans les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont : $G + Q \pm E$, $0.8 G \pm E$

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages ainsi que les éléments non structuraux critiques : $S_d \leq R_d$

→ S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2° ordre.

→ R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif et quantité d'acier adoptée

IV.5.2. Justification du critère 1 :

Ce critère est justifié pour chaque éléments structuraux porteurs (poutres, poteaux, voiles et fondations) dans les chapitres suivants.

IV.5.3. Justification vis-à-vis de la ductilité :

Le **RPA99/2003** définit la ductilité comme la capacité d'un matériau, une section ou d'une structure de subir avant rupture des déformations irréversibles sans perte significative de résistance et sans effondrement sous sollicitations alternées. **RPA.A.1.5. P14**

IV.5.4. Justification N2:

A cet effet le **RPA99/2003** définit des recommandations et exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les **dispositions constructives relatives au matériau** et aux **éléments structuraux** telles que définies dans les chapitres correspondants :

- **a) -Matériaux& qualité d'exécution des travaux :**

→L'acier et le béton armé **convenablement ferrillé** ont une bonne ductilité (**RPA99. Art.2.5.3. P20**)

→Contrôle de la qualité des matériaux : Le RPA99/2003 exige d'établir des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise (**RPA99 Art 4.2.3. P43**)

→Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à **22 Mpa (RPA99 Art 7.2.1. P59)**

→Contrôle de la qualité de l'exécution : **Le RPA** oblige de prévoir contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. **RPA99 Art 4.2.3. P43**

→Les diverses spécifications de coffrage et de ferrillage minimales pour les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles), **RPA99 Art 7.4 7.10**

- **b) -Le confinement des zones critiques des poteaux et la limitation de l'effort normal décompression :**

Le confinement des zones critiques des poteaux et la limitation de l'effort normal et contrainte de compression sont les deux manières effectives couramment utilisées par les règlements sismiques afin d'assurer le niveau requis de capacité de déformations et donc de ductilité.

IV.5.5. Vérification de l'effort normal réduit de compression (RPA99/Version2003 Art7.1.3.3) :

On doit vérifier que :

$$V = \frac{N_d}{b_c \cdot F_{c28}} \leq 0,30$$

→ N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

→ B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

→ f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

$N_d = 1329,02 \text{ KN}$ pour Poteaux de $(50 \times 50) \text{ cm}$, $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc :

$$\rightarrow V = \frac{1329020}{(500 \times 500 \times 25)} = 0,213 < 0,30 \dots \text{CV} \checkmark$$

Nd = 971,17 kN pour poteaux de (40x40) cm

$$\rightarrow V = \frac{971170}{(400 \times 400 \times 25)} = 0,243 < 0,30 \dots \text{CV} \checkmark$$

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de **renversement** et/ou de **glissement** dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions accidentelles.

IV.5.6.1. Le moment de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

- Le moment de renversement :**

$$\rightarrow M_{Rx} = \sum_{i=1}^n M_{rxi} = \sum_{i=1}^n F_{iy} \cdot h_i ;$$

$$\rightarrow M_{Ry} = \sum_{i=1}^n M_{ryi} = \sum_{i=1}^n F_{ix} \cdot h_i$$

Avec :

F_{ix} : les forces distribuées à chaque niveau suivant x

F_{iy} : les forces distribuées à chaque niveau suivant y

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

- Le moment stabilisant :**

$$\rightarrow M_{Sx} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n W_i \cdot Y_{Gi} ;$$

$$\rightarrow M_{Sy} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n W_i \cdot X_{Gi}$$

Avec :

X_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure selon X

Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure selon Y

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

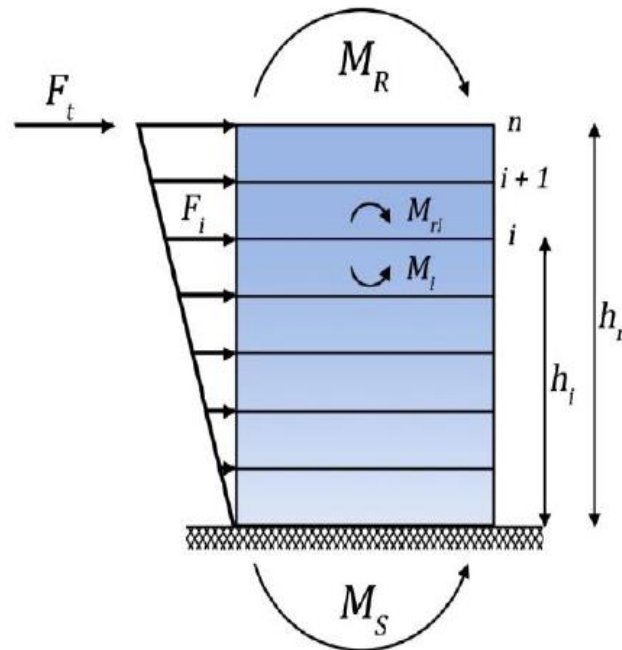


Figure 62 - Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

IV.5.7. Distribution de la résultante des forces sismiques (V) selon la hauteur :

(RPA99/2003art4.2.5)

Le Logiciel Robot Structural Analysis Professional 2010 nous délivre les efforts tranchant par chaque niveau et non pas les forces sismiques, on tire les valeurs des forces sismique des efforts tranchant par la relation $V = \sum F_i$; Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 28 - Distribution de l'effort tranchant

Etage	FX(KN)	FY(KN)
Entresol- 2	1285,97	921,38
Entresol- 1	1389,10	1320,28
RDC	1293,47	1273,04
1	1205,72	1175,04
2	1099,62	1056,06
3	959,76	907,52
4	780,28	729,51
5	558,00	515,40
6	225,15	281,01

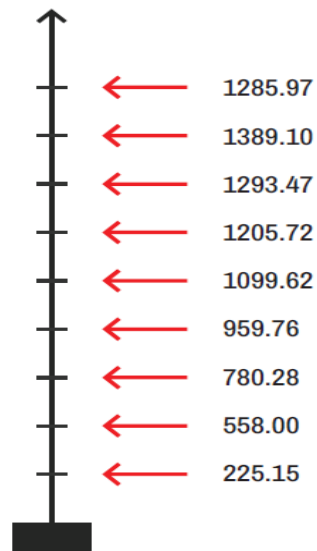


Figure 63 - Répartition selon X

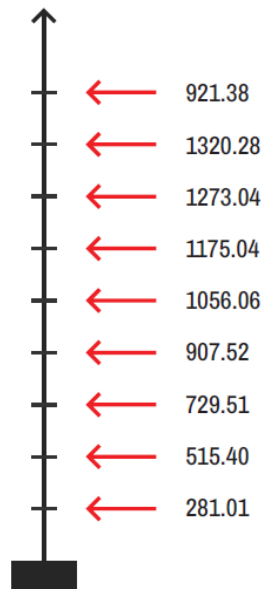


Figure 64 - Répartition selon Y

IV.5.8. Distribution de la résultante des forces sismiques (Fi) selon la hauteur :

(RPA99/version 2003 art 4.25)

Le moment de renversement est calculé par les forces sismiques ($F_1, F_2, F_3 \dots F_9$) et non pas par les efforts tranchants, La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: (art 4.2.5 RPA99) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = 0,07 TV, \text{ si } T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_t = 0, \text{ si } T < 0,7 \text{ s} \dots \checkmark$$

Tableau 29 - Répartition verticale de l'effort tranchant selon la hauteur , sous RSA2010

Etage	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \times h_i$	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
Entresol-2	2910,85	4,00	11643,40	-103,13	-398,90	1285,97	921,38
Entresol-1	2843,20	7,15	20328,88	95,63	47,24	1389,10	1320,28
RDC	2589,41	10,30	26670,92	87,75	98	1293,47	1273,04
1	2461,77	13,45	33110,81	106,10	118,98	1205,72	1175,04
2	2461,77	16,60	40865,38	139,86	148,54	1099,62	1056,06
3	2461,77	19,75	48619,96	179,48	178,01	959,76	907,52
4	2461,77	22,90	56374,53	222,28	113,90	780,28	729,51
5	2461,77	26,05	64129,11	332,85	334,60	558,00	515,40
6	2515,59	29,20	73455,22	225,15	281,01	225,15	281,01

$$\sum W_{i\text{total}} = 23167,92 \text{ KN}$$

$$\sum W_i \times h_i = 375198, 21 \text{ KN.m}$$

$$\sum F_{ix} = 1285,97 \text{ KN}$$

$$\sum F_{iy} = 921,38 \text{ KN}$$

- Evaluation des moments de renversement :

Tableau 30 - Moment de renversement suivant les deux directions X et Y

Etage	hi(m)	$F_{ix}(KN)$	$F_{iy}(KN)$	$M_{rx}(KN.m)$	$M_{ry}(KN.m)$
Entresol-2	4,00	-103,13	-398,90	-412,52	-1595,60
Entresol-1	7,15	95,63	47,24	683,75	337,77
RDC	10,30	87,75	98	903,83	1009,40
1	13,45	106,10	118,98	1427,05	1600,28
2	16,60	139,86	148,54	2321,68	2465,76
3	19,75	179,48	178,01	3544,73	3515,70
4	22,90	222,28	113,90	5090,21	2608,31
5	26,05	332,85	334,60	8670,74	5370,33
6	29,20	225,15	281,01	6574,38	8205,49
$M_R = \sum_{i=1}^n M_{ri}$				30148,85	23518,01

- Evaluation des moments stabilisants :

Tableau 31 - Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y

Etage	Hi (m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)	M _{sxi} (KN.m)	M _{syi} (KN.m)
Entresol-2	4,00	2910,85	11,53	4,46	33561,99	12982,39
Entresol-1	7,15	2843,20	11,52	4,65	32753,66	13220,88
RDC	10,30	2589,41	11,52	4,06	29830,01	10513,01
1	13,45	2461,77	11,52	4,07	28359,59	10019,40
2	16,60	2461,77	11,52	4,07	28359,59	10019,40
3	19,75	2461,77	11,52	4,07	28359,59	10019,40
4	22,90	2461,77	11,52	4,07	28359,59	10019,40
5	26,05	2461,77	11,52	4,07	28359,59	10019,40
6	29,20	2515,59	11,53	4,09	29004,75	10288,76
$M_s = \sum_{i=1}^n M_{si}$					266948,36	97042,04

Tableau 32 - Vérification

	M _s (KN.m)	M _R (KN.m)	$\frac{M_s}{M_R}$	$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5$
Selon X	266948,36	30148,85	8,85	CV✓
Selon Y	97042,04	23518,01	4,13	CV✓

Conclusion :

La structure est stable vis-à-vis le renversement selon les deux directions

IV.5.9. Justification de l'effet P-Δ :

L'effet de P-Δ peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux L'article 5.9 du RPA99/version 2003 :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

→ P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k: $P_k = \Sigma (W_{Gi} + W_{Qi})$

→ V_k : effort tranchant d'étage au niveau " k "

→ Δ_k : déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

→ h_k : hauteur de l'étage k

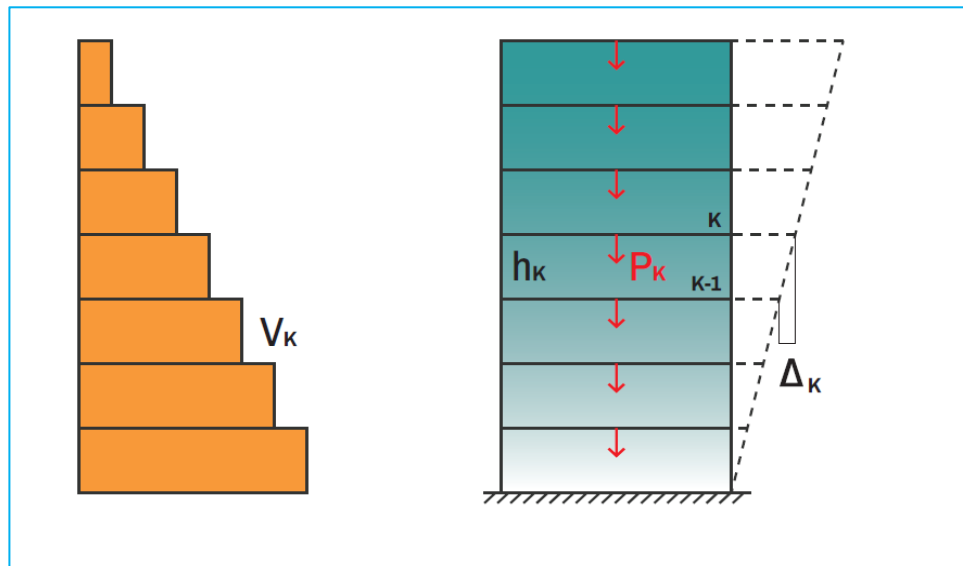


Figure 65 – L'effet P-Δ

→ Si $0,10 < \theta \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

→ Si $\theta > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les détails de calcul du coefficient θ sont présentés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal X :

Tableau 33 - Vérification de l'effet P-delta sens longitudinal

Etage	$P_k(KN)$	$\Delta_k (cm)$	$V_x(KN)$	$h_k (cm)$	Θ	<0.1
Entresol2	23167,90	0,093	1285,97	400	0,004	CV✓
Entresol1	20257,05	0,240	1389,10	315	0,011	CV✓
RDC	17413,85	0,410	1293,47	315	0,017	CV✓
1	14824,44	0,406	1205,72	315	0,015	CV✓
2	12362,67	0,376	1099,62	315	0,015	CV✓
3	9900,90	0,376	959,76	315	0,012	CV✓
4	7439,13	0,388	780,28	315	0,011	CV✓
5	4977,36	0,379	558,00	315	0,010	CV✓
6	2515,59	0,347	225,15	315	0,012	CV✓

Sens transversal Y :

Tableau 34 - Vérification de l'effet P-delta sens Transversal

Etage	$P_k(KN)$	$\Delta_k (cm)$	$V_y(KN)$	$h_k (cm)$	Θ	<0.1
Entresol2	23167,90	0,160	921,38	400	0,010	CV✓
Entresol1	20257,05	0,353	1320,28	315	0,017	CV✓
RDC	17413,85	0,401	1273,04	315	0,017	CV✓
1	14824,44	0,603	1175,04	315	0,024	CV✓
2	12362,67	0,762	1056,06	315	0,028	CV✓
3	9900,90	0,875	907,52	315	0,030	CV✓
4	7439,13	0,943	729,51	315	0,031	CV✓
5	2753,10	0,963	515,40	315	0,016	CV✓
6	1430,61	0,959	281,01	315	0,015	CV✓

IV.5.10. Vérification des déplacements inter-étages :

Afin de limiter les dommages dans la structure, le déplacement relatif entre étage ne devrait excéder une certaine valeur. **RPA99. 2003** à travers le chapitre 4.4 sur la vérification de la sécurité fixe les conditions de limitation des dommages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

- $\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$ (Pour notre cas sous RSA le déplacement est donné déjà **multiplié** par R)
- δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i
- R : coefficient de comportement
- ΔK : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

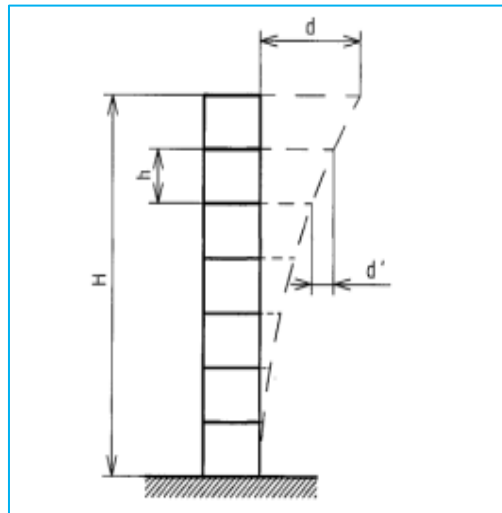


Figure 66 - Inter étage

IV.5.10.1. Les déplacements selon le Sens longitudinal sous L'action de EX :

Tableau 35 - Les déplacements selon EX

Etage	Dr UX (cm)	Dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)
Entresol2	0,093	0,063	0,092	0,037
Entresol1	0,240	0,158	0,219	0,090
RDC	0,410	0,248	0,369	0,162
1	0,406	0,430	0,549	0,245
2	0,376	0,584	0,735	0,332
3	0,376	0,733	0,921	0,417
4	0,388	0,873	1,096	0,497
5	0,379	1,001	1,251	0,569
6	0,347	1,118	1,377	0,636

☞ Selon la direction X et sous Ex :

$$d_{rx} = 0,410 \text{ cm} < d_{r_{adm}} = 1\% H_e = 3,15 \text{ cm} \dots \text{CV} \checkmark$$

$$U_{x_{max}} = 1,377 \text{ cm} < H/250 = 2920/250 = 11,68 \text{ cm} \dots \text{CV} \checkmark$$

IV.5.10.2. Les déplacements selon le Sens longitudinal sous L'action de EY :

Tableau 36 - Les déplacement selon EY

Etage	Dr UX (cm)	Dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)
Entresol2	0,015	0,160	0,002	0,152
Enresol1	0,113	0,353	0,033	0,349
RDC	0,143	0,401	0,060	0,602
1	0,245	0,603	0,115	0,962
2	0,338	0,762	0,163	1,302
3	0,417	0,875	0,201	1,602
4	0,478	0,943	0,229	1,854
5	0,515	0,963	0,244	2,045
6	0,516	0,959	0,235	2,195

☞ Selon la direction Y et sous EY :

$D_{ry} = 0,963 \text{ cm} < d_{r_{adm}} = 1\% H_e = 3,15 \text{ cm} \dots \text{CV} \checkmark$

$U_{y \max} = 2,195 \text{ cm} < H/250 = 2920/250 = 11,68 \text{ cm} \dots \text{CV} \checkmark$

Conclusion :

Malgré que notre structure est considérée comme moyennement rigide, elle vérifie largement les déplacements relatifs inter étage dans les deux directions, ce comportement minimise les dommages dans la structure.

IV.5.11. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale $d_{\min}$ satisfait la condition suivante : $d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 \text{ mm}$

→ δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

IV.5.12. Justification de la largeur du joint sismique :

Notre projet est divisé en plusieurs blocs barres identique d'une longueur de **23,05m**

Etant donné que les deux blocs ont la même hauteur **H = 29,20 m**

D'après les résultats des déplacements **RSA2010** on tire les déplacements maximums au niveau du dernier étage.

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (13,77 + 14,99) = 43,76\text{mm} \geq 40\text{ mm}$$

$$\rightarrow d_{\min} = 10\text{ cm}$$

IV.6. CONCLUSION DE CHAPITRE :

- La méthode approchée, qui utilise les forces statiques équivalentes passant par les centres de rigidité des planchers, présente deux inconvénients majeurs. Elle ne prend pas en compte la contribution des forces d'inertie des moments de torsion générés par les modes de vibration et les modes supérieurs.
- Bien que la méthode statique soit appropriée pour évaluer l'effort tranchant à la base, elle est considérée comme insuffisante pour estimer précisément la distribution des efforts dans chaque étage, car elle ne tient pas compte des rigidités relatives des porteurs verticaux.
- La méthode modale spectrale permet une meilleure représentation de la répartition verticale et horizontale des forces sismiques. Cependant, son évaluation de l'effort tranchant à la base doit être vérifiée en comparaison avec la méthode statique. Si cette condition n'est pas respectée, il est nécessaire d'ajuster les paramètres de réponse en appliquant un coefficient de pondération, afin de concevoir une structure résistante avec un surcoût minimal.

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 37 - Dimensions des poteaux

Eléments	Section de poteaux
Es1 , Es2 , RDC	(50x50) cm
1 ^{er} jusqu'à 6 ^{ème} étage	(40x40) cm

Tableau 38 - Dimensions des poutres

Eléments	Section des poutres
Poutre principale(pp)	(30x45) cm
Poutre secondaire(ps)	(30x40) cm

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTUREUX :

V.1. INTRODUCTION :

Nous avons entrepris de déterminer les sections d'acier nécessaires pour garantir la résistance et la stabilité des éléments structuraux de notre projet, en conformité avec les normes de calcul du béton armé **C.B.A.93**, **R.P.A.99/V2003** et éventuellement le **BAEL**.

Les règles **C.B.A.93**, intitulées « Règles de conception, étude et calcul des structures en béton armé », définissent les principes et méthodes contemporains pour la conception et la vérification des ouvrages en béton armé, notamment dans le cadre des bâtiments usuels. Ces règles insistent sur l'usage du domaine plastique des matériaux et considèrent les combinaisons d'actions défavorables ainsi que les probabilités associées à leurs valeurs.

Les règles **R.P.A.99/version 2003**, connues sous le nom de « Règles Parasismiques Algériennes », ont pour objectif d'établir les normes de conception et de calcul des constructions situées en zone sismique. Elles visent à assurer une protection adéquate des vies humaines et des structures contre les effets sismiques par des pratiques de conception et de dimensionnement appropriées.

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

→ Les poutres sont ferrillées en flexion simple.

→ Les poteaux et les voiles sont ferrillés en flexion composée.

V.2. COMBINAISONS DES CHARGES :

En fonction du type de sollicitations, nous identifions les combinaisons suivantes :

☞ Selon les règles **CBA 93** :

→ État Limite Ultime (ELU) : $1,35 G + 1,5 Q$

→ État Limite de Service (ELS) : $G + Q$

☞ Selon les règles **R.P.A 99/2003** :

Pour la situation accidentelle (**ELA**) (article 5.2, page 40) :

$$\rightarrow G + Q \pm E$$

$$\rightarrow 0,8 G \pm E$$

- Les données de calculs :

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b=1,5$	$\gamma_s=1,15$	$\gamma_b=1,15$	$\gamma_s =1$
$F_{c28}=25 \text{ Mpa}$	F_{eE400}	$F_{c28}=25 \text{ Mpa}$	F_{eE400}
$F_{bc}=\frac{0,85 \times F_{c28}}{\theta \times \gamma_b}=14,2$ 0	$\sigma_s=\frac{F_e}{\gamma_s}= 348$	$F_{bc}=\frac{0,85 \times F_{c28}}{\theta \times \gamma_b}=18,4$ 8	$\sigma_s=\frac{F_e}{\gamma_s}= 400$

Tableau 39 - Les données de calcul

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments horizontaux seront ferrillées en flexion simple à partir du règlement **CBA 93**, on se rapportera aussi au **RPA 99/V2003** pour la vérification.

V.3.1. Rôle des poutres :

Transmission des charges verticales résultant du poids des éléments constituant la structure (murs, planchers, escaliers ...) ainsi que les structures d'exploitation des différents de construction.

V.3.2. Recommandations et exigences réglementaires diverses aux poutres :

V.3.2.1. Les armatures longitudinales :

- Le ferrailage minimal d'après **CBA 93** (condition de non fragilité) :

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

- Pourcentage des aciers d'après (**RPA99/Version2003 Art 7.5.2.1**) :

→ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en tout section.

→ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement

→ La longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est de **40Ø**.

→ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec crochets à 90° .

→ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

V.3.2.2. Les armatures transversales :

- **Vérification de (RPA99/Version 2003 Art 7.5.2.2) :**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :
- $A_t = 0,003 \times S_t$
- Avec :
- **b** : largeur de la poutre.
- **s_t** : Espacement maximum entre les armatures transversales.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de $\left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\}$
- En dehors de la zone nodale : $s_t \leq \frac{h}{2}$
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.3. Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau_u^{max} = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

- $\bar{\tau}_u = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ fissuration peu préjudiciable
- $\bar{\tau}_u = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2Mpa)

V.3.2.4. Ferraillage longitudinal des poutres principales : (30x45) cm

Tableau 40 - Sollicitation des poutres principales

	ELU	ELS	ELA
En travée (KN.m)	53,56	38,13	57,56
EN appui(KN.m)	117,74	85,15	120,18

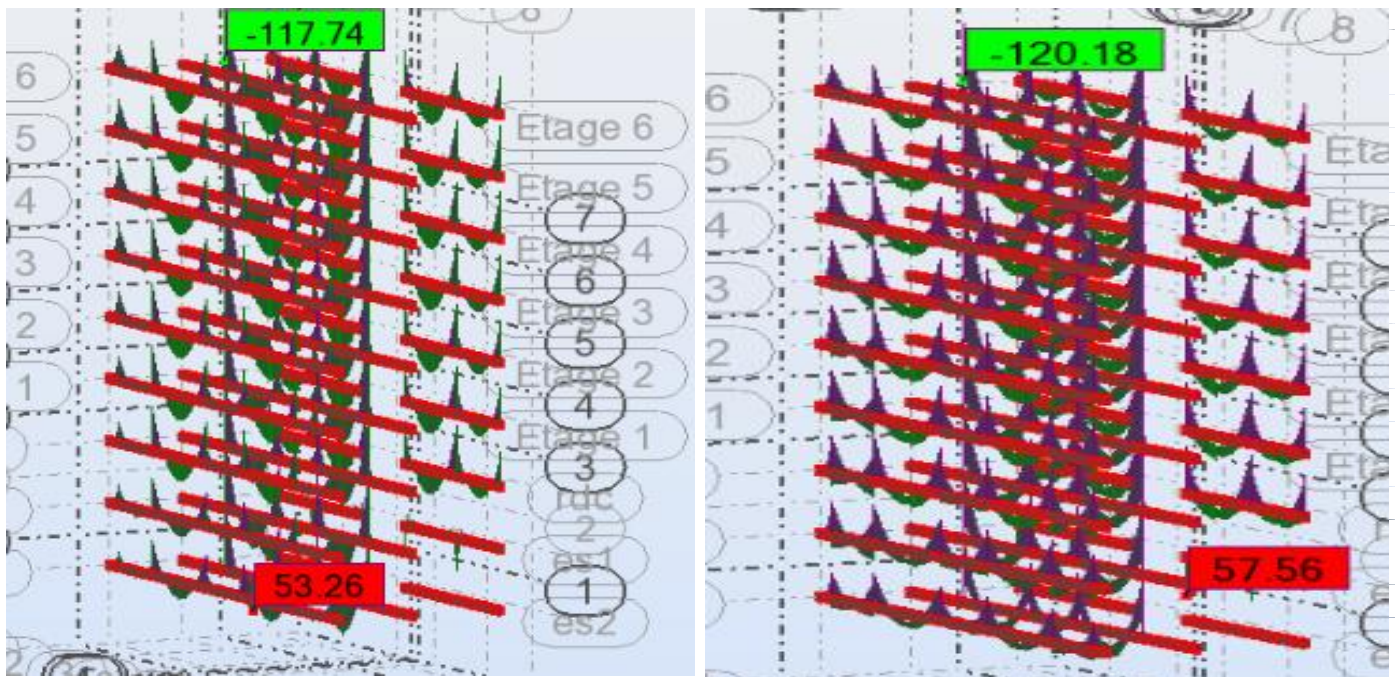


Tableau 41 diagramme des moments à ELU et ELA

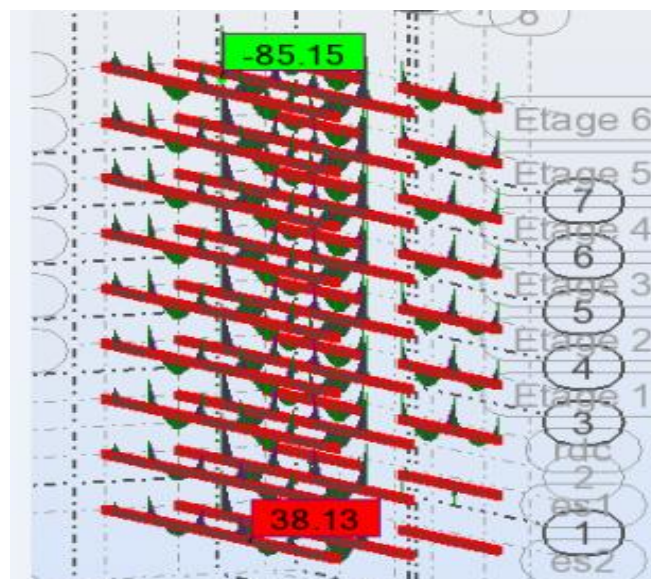


Figure 67 - Diagramme des moments à ELS

V.3.2.5. Ferrailage longitudinal

Le calcul se fait à la flexion simple dans une section rectangulaire (30x45) cm

☞ ELU :

En travée :

$$M_{travée}^u = 53,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{53,26 \times 10^3}{30 \times (0,9 \times 45)^2 \times 14,20} = 0,076 \quad (d = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm})$$

$$\rightarrow \mu = 0,076 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,076 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,099$$

$$A_{stravée} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,099 \times 30 \times 40,5 \times 14,20}{348}$$

$$\rightarrow A_{stravée} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$M_{appuis}^u = 117,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{appuis}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{117,74 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,20} = 0,169$$

$$0,169 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,169 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,169})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,232$$

$$A_{sappuis} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,232 \times 30 \times 40,5 \times 14,20}{348}$$

$$\rightarrow A_{sappuis} = 9,20 \text{ cm}^2$$

☞ ELA :

En travée :

$$M_{travée}^{acc} = 57,59 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{travée}^{acc}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{57,56 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,063$$

$$\mu = 0,063 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,063 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\rightarrow \alpha_u = 0,081$$

$$A_{s \text{ travée}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,081 \times 30 \times 40,5 \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ travée}} = 3,64 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_{\text{appuis}}^{\text{acc}} = 120,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{appuis}}^{\text{acc}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{120,18 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,132$$

$$0,132 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,132 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,132})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,178$$

$$A_{s \text{ appui}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,178 \times 30 \times 40,5 \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ appui}} = 7,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = \text{Max} (3,93 \text{ cm}^2 ; 3,64 \text{ cm}^2) = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = \text{Max} (9,20 \text{ cm}^2 ; 7,99 \text{ cm}^2) = 9,20 \text{ cm}^2$$

V.3.2.6. Vérification nécessaire :

Condition de non fragilité :

il faut vérifier que : $A_s > A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ travée}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,46 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

$$A_{s \text{ appui}} = 9,20 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,46 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

On adopte :

$$\rightarrow A_{s \text{ travée}} = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \text{ appui}} = 6 \text{ HA } 14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

V.3.2.7. Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1):

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux est

$$A_{\min RPA} = 0.5\% b \times h = 0.5\% \times 30 \times 45$$

$$A_{\min RPA} = 0.5\% \times 30 \times 45$$

$$\rightarrow A_{\min RPA} = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \text{ HA } 14 + 6 \text{ HA } 14 = 4,62 + 9,24$$

$$A_s = 13,86 \text{ cm}^2 > A_{\min RPA} = 6,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

☞ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **Zone courante :**

$$A_{\max RPA} = 4\% b h = \frac{4}{100} \times 30 \times 45$$

$$\rightarrow A_{\max RPA} = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,86 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

- **Zone de recouvrement :**

$$A_{\max RPA} = 6\% b. h = \frac{6}{100} \times 30 \times 45$$

$$\rightarrow A_{\max RPA} = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13,86 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

- **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L = 40 \cdot \phi = 40 \times 14 = 560 \text{ mm} = 56 \text{ cm}$$

V.3.2.8. Ferrailage transversal :

☞ Diamètre :

$$\text{Il faut vérifier : } \phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{450}{35} ; 14 ; \frac{300}{10} \right\} = \min \{ 12,85 ; 14 ; 30 \} = 12,85 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \phi_{tr} = 8 \text{ mm}$$

V.3.2.9. Espacement :

- **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{45}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 11,25 , 16,8 , 30 \}$$

O adopte : **St=10cm**

- **Zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

On prend **s_t = 20 cm**

- **Section minimale des armatures transversale :**

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \cdot s_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400}$$

$$A_t = 0,6 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA99 :**

$$A_t = 0,003 \times s_t \times b.$$

$$A_t = \frac{0,3}{100} \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

On prend : **A_t = 2 HA 12 = 2,26 cm²**

V.3.2.10. La vérification des contraintes de cisaillement :

Il faut vérifier que : **$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$T_u = 147,34 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{147,34 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405}$$

$$\tau_u = 1,22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$= \min \{ 3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc : **1,13 MPa < 3.33 MPa**

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

V.3.2.11. Vérification à ELS :

Si les conditions suivantes sont applicables donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire :

- La fissuration est peu préjudiciable **Vérifié✓**
- La sollicitation appliquée est à la flexion simple..... **Vérifié✓**
- La section rectangulaire **Vérifié✓**
- Les aciers utilisés sont de nuance de feE400 **Vérifié✓**

Et Si :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

Avec : $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$, $\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

Travée :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{53,26}{38,13}$$

$$\delta = 1,397$$

$$\alpha \leq \frac{1,397 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,449$$

$$0,099 < 0,449 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

Appuis :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{117,34}{84,83}$$

$$\delta = 1,383$$

$$\alpha \leq \frac{1,383 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,442$$

$$\alpha = 0,232 < 0,442 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

Il y'a aucune vérification à l'ELS

V.3.2.12. Vérification de la Flèche :

Si les conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

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

$$\frac{45}{525} \geq \frac{1}{16}$$

$$0,086 > 0,063 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

$$\rightarrow \frac{A_{s \text{ travée}}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{4,62}{30 \times 40,5} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$0,00153 < 0,011 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

$$\rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{0,75 M_0^{\text{ser}}}{10 M_0^{\text{ser}}}$$

$$\frac{45}{525} \geq \frac{0,75}{10}$$

$$0,086 > 0,075 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

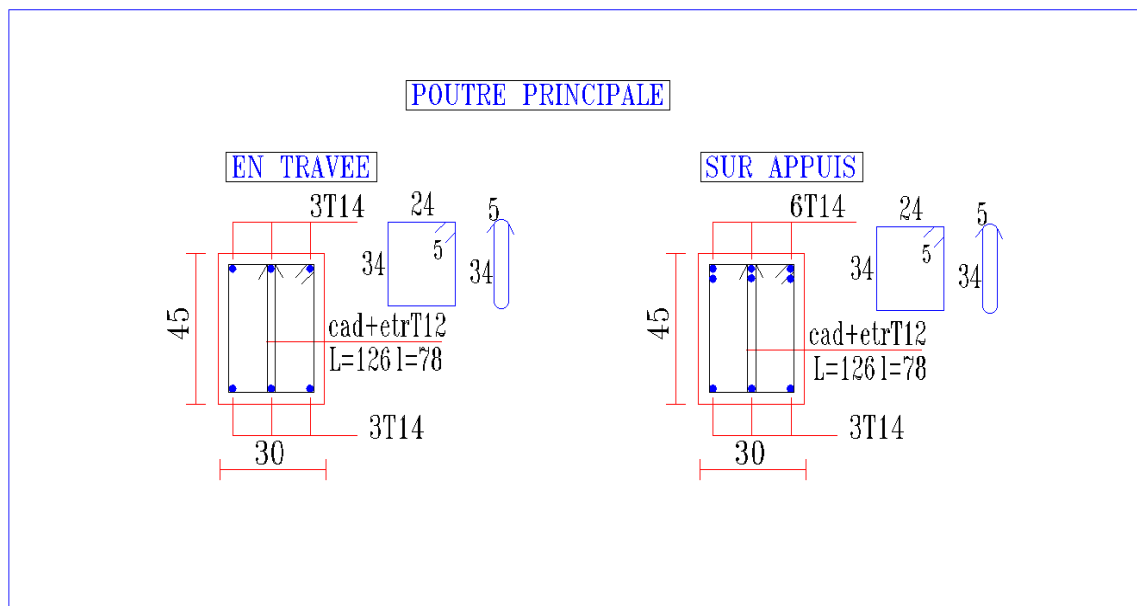
V.3.2.13. Schéma de ferrailage de poutre principal pp(30x45) cm :

Figure 68 -Ferrailage de poutre principale

V.3.2.14. Ferraillage des poutres Secondaires : (30x40) cm

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel **Robot Structural Analyses Professional 2010**(RSA2010)

Tableau 42 - Les sollicitations de poutre secondaire

	ELU	ELS	ELA
Travée	45,92	33,06	97,39
Appuis	52,02	37,49	94,62



Figure 70 - Diagramme des moments fléchissants à ELU et ELS

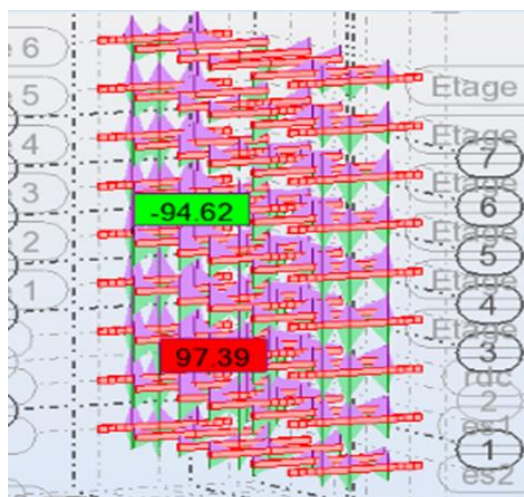


Figure 69 - Diagramme des moments fléchissants à ELA

V.3.2.15. Ferraillage longitudinal :

☞ ELU :

En travée : $M_{travée}^u = 45,92 \text{ KN.m}$ $d=0,9h=36 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{45,92 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14,20} = 0,083$$

$$\mu = 0,083 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,083 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,083})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,108$$

$$A_s \text{ travée} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,108 \times 0,30 \times 0,36 \times 14,20}{348}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ travée}} = 3,81 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : $M_{appuis}^u = 52,02 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{appuis}^u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{52,02 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14,20} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,094 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094})$$

$$\alpha_u = 0,124$$

$$A_s \text{ appuis} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,124 \times 0,30 \times 0,36 \times 14,20}{348}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ appuis}} = 3,38 \text{ cm}^2$$

☞ ELA:

En travée : $M_{travée}^{acc} = 97,39 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{travée}^{acc}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{97,39 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18,48}$$

$$\mu = 0,135 < \mu_{limite} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,135 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,135})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,182$$

$$A_{s \text{ travée}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,182 \times 0,30 \times 0,36 \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ travée}} = 7,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis: } M_{\text{appui}}^{\text{acc}} = 94,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{appui}}^{\text{acc}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{94,62 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18,48} = 0,132$$

$$\mu = 0,132 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,132 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,132})$$

$$\rightarrow \alpha_u = 0,178$$

$$A_{s \text{ appuis}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,178 \times 0,30 \times 0,36 \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ appuis}} = 7,11 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s \text{ travée}} = \text{Max} (3,81 \text{ cm}^2 ; 7,26 \text{ cm}^2) = 7,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appuis}} = \text{Max} (3,38 \text{ cm}^2 ; 7,11 \text{ cm}^2) = 7,11 \text{ cm}^2$$

V.3.2.16. Vérification nécessaire :

V.3.2.17. Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\text{minRPA}} = 0,5\% b \times h$$

$$A_{\text{minRPA}} = \frac{0,5}{100} \times 30 \times 40$$

$$A_{\text{minRPA}} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ -travée}} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\text{minRPA}} = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

$$A_{s \text{ -Appuis}} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\text{minRPA}} = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

$$A_s = 5 \text{ HA}14 + 5 \text{ HA}14$$

$$\rightarrow A_s = 15,40 \text{ cm}^2$$

V.3.2.18. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :**☞ Zone courante :**

$$A_{smaxRPA} = 4\% b h = \frac{4}{100} \times 30 \times 40$$

$$A_{smaxRPA} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15,40 \text{ cm}^2 < A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

☞ Zone de recouvrement :

$$A_{smaxRPA} = 6\% b h = \frac{6}{100} \times 30 \times 40$$

$$A_{smaxRPA} = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15,40 \text{ cm}^2 < A_{smaxRPA} = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

- **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L = 40 \cdot \phi = 40 \times 14 = 560 \text{ mm} = 56 \text{ cm}$$

V.3.2.19. Ferraillage transversal :**Diamètre :**

$$\text{Il faut vérifier } \phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{400}{35} , 14 , \frac{300}{10} \right\} = \min \{ 11,42 ; 14 ; 30 \} \text{ mm}$$

$$\phi_{tr} = 11,42 \text{ mm} \rightarrow \text{On adopte : } \boxed{\phi_{tr} = 8 \text{ mm}}$$

V.3.2.20. Espacement :**☞ Zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$St \leq \min \left\{ \frac{40}{4} , 12 \times 14 , 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 10 , 16,8 , 30 \text{ cm} \}$$

$$\rightarrow \text{on prend : } s_t = 10 \text{ cm}$$

☞ Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } St = 15 \text{ cm}$$

- **Section minimale des armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \cdot St}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400}$$

$$\rightarrow A_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA99 :**

$$A_t = 0,003 \cdot st \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } A_t = 5 \text{ HA6} = 1,41 \text{ cm}^2$$

- **La vérification des contraintes de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T = 80,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{80,63 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0,747$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } 0,747 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

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

V.3.2.21. Vérification à ELS :

Si les conditions suivantes sont applicables donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire :

$\rightarrow$ La fissuration est peu préjudiciable **Vérifié** ✓

$\rightarrow$ La sollicitation appliquée est à la flexion simple **Vérifié** ✓

$\rightarrow$ La section rectangulaire **Vérifié** ✓

$\rightarrow$ Les aciers utilisés sont de nuance de feE400 **Vérifié** ✓

Et Si :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}, \alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Travée :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{45,92}{33,06}$$

$$\delta = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,108 < 0,445 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

Appuis :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{52,02}{37,49}$$

$$\delta = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,124 < 0,445 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

Il y'a aucune vérification à l'ELS

V.3.2.22. Vérification de la Flèche :

Si les conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

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

$$\frac{40}{525} \geq \frac{1}{16}$$

$$0,076 > 0,063 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

$$\rightarrow \frac{A_{s \text{ travée}}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{7,70}{30 \times 36} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$0,00713 < 0,011 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

$$\rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{0,75 M_0^{ser}}{10 M_o^{ser}}$$

$$\frac{40}{525} \geq \frac{0,75}{10}$$

$$0,076 > 0,075 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.2.23. Schéma de ferrailage de poutre secondaire ps(30x40) cm:

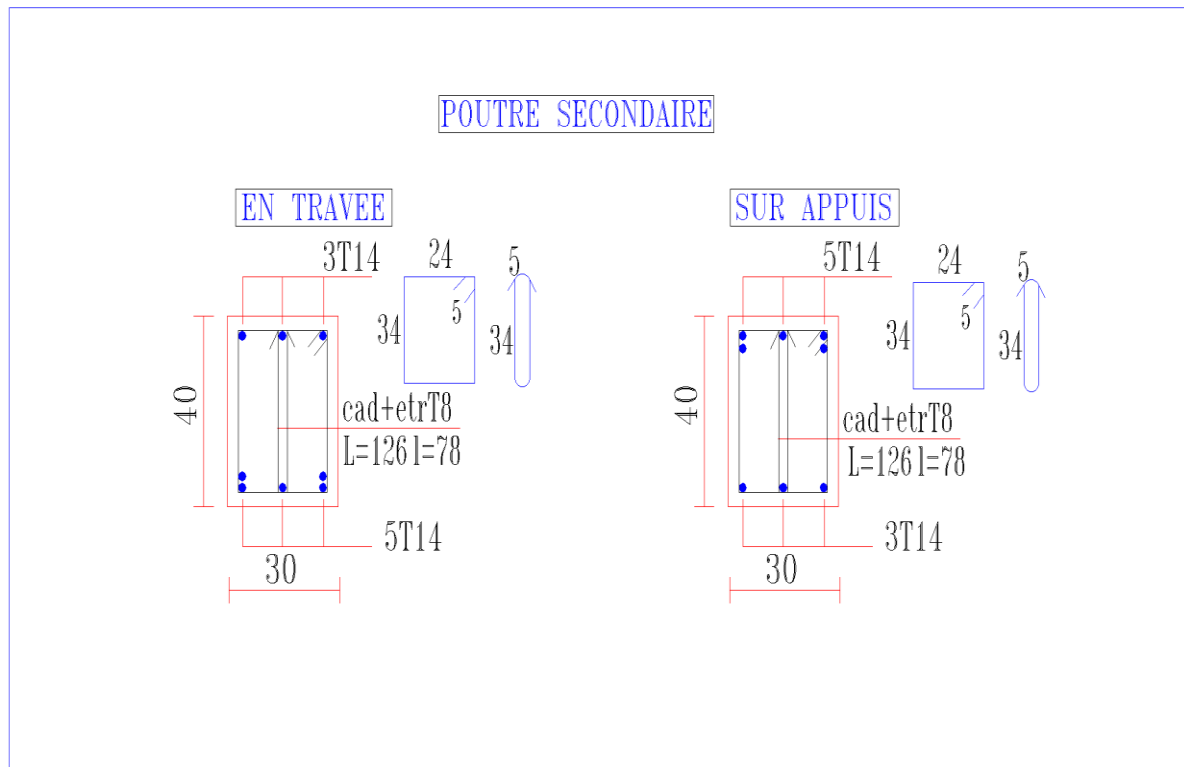


Figure 71 - Ferrailage de poutre secondaire

V.4. FERRAILLAGE DU POTEAU :

V.4.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal "N" et un moment de flexion "M", donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime "ELU" sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

V.4.2. Rôle des poteaux en béton armée :

- Constituer les éléments porteurs du système poteaux-poutres par point d'appui isolés
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux).
- Participe à la stabilité transversale (système poteaux-poutres) pour combattre les efforts horizontaux (vents ; séisme ; dilatation)
- Service de chinage vertical

V.4.3. Combinaisons de calcul :

Les différentes combinaisons de calcul sont sur le tableau suivant :

Tableau 43 - Combinaisons de calcul

Cas normal selon BAEL		Cas accidentel selon RPA	
ELU	ELS	ferraillage	Vérification
1,35G+1,5Q	G+Q	0,8G ±E	G+Q ±E

V.4.4. Sollicitation à considérer :

La section d'acier sera calculée pour les cas suivants :

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{Correspondant}}$

$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

→ $N_{\max}$: Effort normal maximal, $M_{\text{correspondant}}$: le moment correspondant.

→ $N_{\min}$: Effort normal minimal, $M_{\text{correspondant}}$: le moment correspondant.

→ $M_{\max}$: Moment fléchissant maximal, $N_{\text{correspondant}}$: l'effort normal correspondant.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

☞ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

→ Si l'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

-> Si l'effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieure de la section et $e > \frac{h}{6}$

☞ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

→ Si le centre de pression est à l'intérieure du noyau central $e < \frac{h}{6}$ de la section totale rendue homogène.

☞ **Section entièrement tendue (SET) :**

→ Si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

V.4.5. Ferraillage des poteaux :

V.4.5.1. Recommandations :

☞ **Selon RPA99/version 2003 :**

a) - Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

→ Le pourcentage minimal sera de : **0,8%** de la section totale du béton en zone **IIa**.

→ Le ferraillage maximum sera :

⇒ 4% en zone courante

⇒ 6% en zone recouvrement

→ Le diamètre minimum est de **12 mm**

→ La longueur minimale des recouvrements est de : **40** en zone **IIa**.

→ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone **IIa**.

→ La hauteur de la zone nodale : $h_e = \max \left(\frac{h}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right)$

b) - Les armatures transversal :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule suivantes :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{H_t \cdot F_e} \quad (\text{RPA99/v2003, Art 7.4.2.2.})$$

avec :

→ **V_u** : effort tranchant de calcul.

→ **H_t** : hauteur totale de la section brute.

→ **F_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

→ **ρ_a** : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant, il est pris égal à :

$$\Rightarrow \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

$$\lambda_g: \text{l'élancement géométrique} : \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$$

V.4.5.2. L'espacement maximal des armatures transversales :

☞ Dans la zone nodale : $S_t \leq \min \{ 10 \varnothing_1 ; 15 \text{ cm} \}$

☞ Dans la zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_1$

Avec :

S_t : l'espacement

$\varnothing_1$: diamètre minimal des armatures longitudinal de poteau

c)- La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ en % comme suite :

$$\rightarrow \text{si } \lambda_g > 5 \quad \rightarrow \frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,3\%$$

$$\rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 3 \quad \rightarrow \frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,8\%$$

$\rightarrow$ Si $3 < \lambda_g < 5$ interpolations entre les deux cas

☞ **Selon BAEL 91 :**

Les sections soumises à un effort de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1: \text{excentricité dite du premier ordre} \quad e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000 \cdot h} \times (2 + \alpha \times \Phi) \quad \text{avec: } \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \cdot M_s}\right)$$

Φ : généralement 2

L_f : longueur de flambement de poteau $\rightarrow L_f = 0,7 \cdot L_0$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement,

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right)$$

V.4.5.3. Coefficient de remplissage :

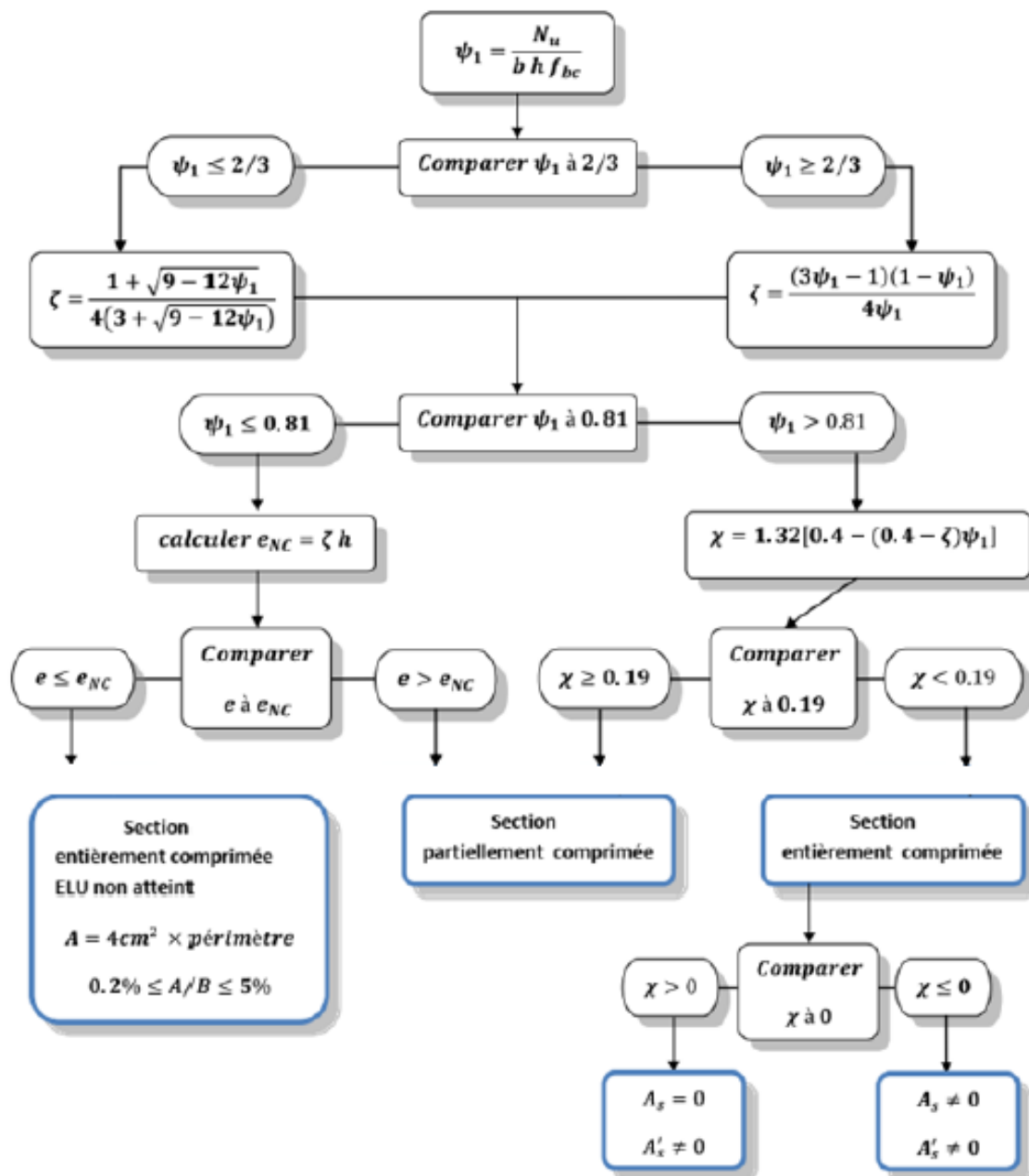


Figure 72 - Organigramme de justification l'Etat de contrainte des sections soumises à la flexion composée

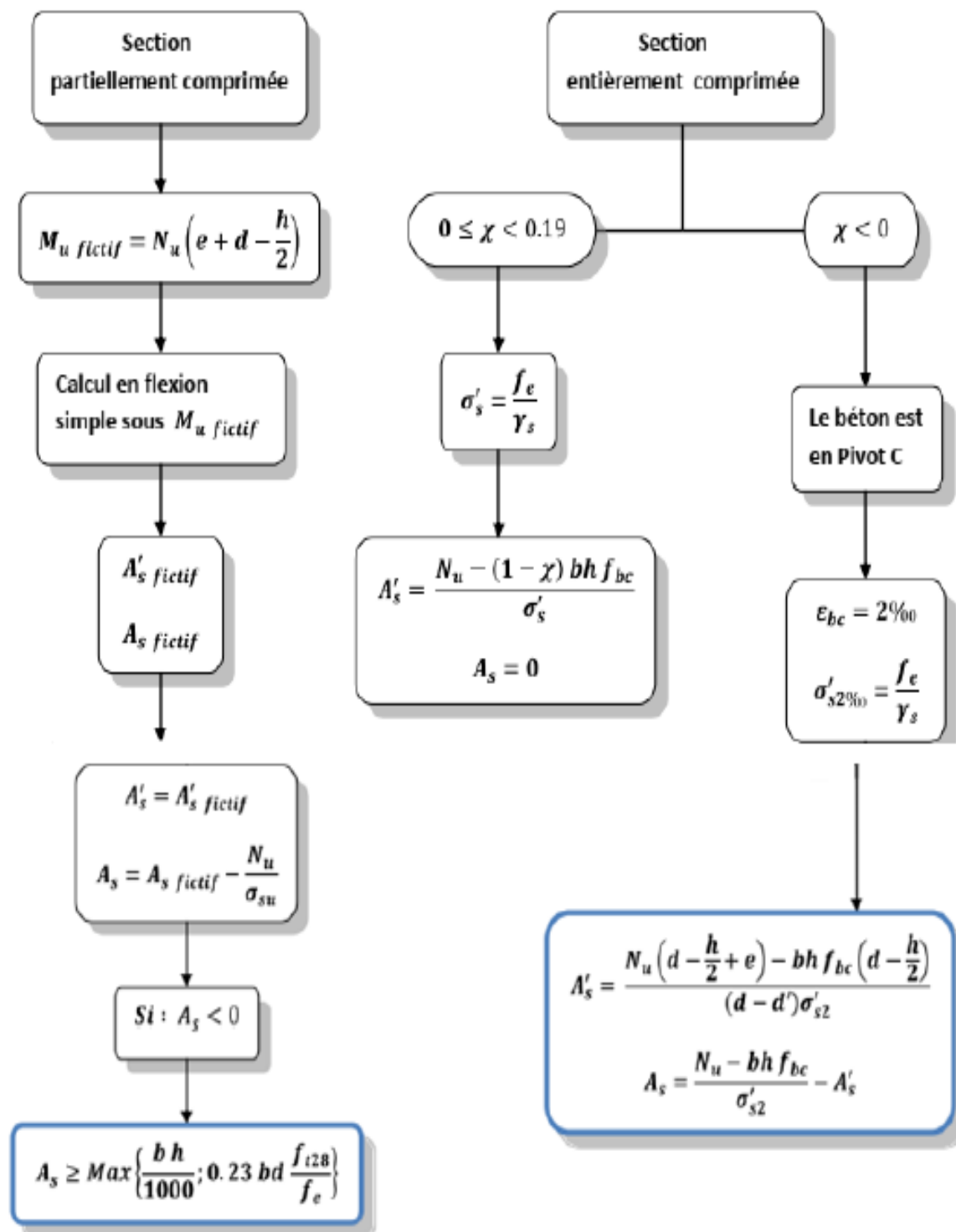
V.4.5.4. Méthode de calcul :

Figure 73 - Organigramme de calcul des sections d'armatures selon l'état de contraintes

- -Exemples d'Application :

Poteau (50x50) cm

Situation	Barre	Cas
Durable	11	Cas1 Nmax=1329,02KN → Mcors=19,45 KN.m
	153	Cas2 Nmin= 151,69KN → Mcors=1,21 KN.m
	142	Cas 3 Mmax=46,22 KN.m → Ncors= 1098,72 KN
Accidentelle	8	Cas1 Nmax=1163,19 KN → Mcors=59,34 KN.m
	1	Cas2 Nmin= 501,9KN → Mcors=49,51 KN.m
	139	Cas3 Mmax=119,49 KN.m → Ncors= 21,25 KN

Tableau 44 - Sollicitation de poteau 50x50

ELU :

☞ **Cas1** : Nmax=1329,02KN → Mcors=19,45 KN.m → Mser=13,85 KN.m

V.4.5.5. Calcul de l'excentricité total :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19,45}{1329,02}$$

$$e_1 = 0,0146 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2\text{cm} ; 1,26\text{cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3.Lf^2}{10000.h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$\text{Avec : } \Phi = 2, \quad L = 3,15 \text{ cm}, \quad Lf = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1,5 \times M_{ser}} \right) = 0,64$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,50} \times (2 + 2 \times 0,64)$$

$$e_2 = 0,010 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,0146 + 0,02 + 0,010$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,045 \text{ m}$$

- **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1329,02 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,20} = 0,37$$

$$\psi_1 = 0,37 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

donc on détermine l'excentricité critique relative: $\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,37}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,37})}$$

$$\xi = 0,153$$

On calcule $e_{NC} = \xi \times h = 0,153 \times 0,50 = 0,077 \text{ m}$

On a : $e = 0,045 \text{ m} < e_{NC} = 0,077 \text{ m}$

Donc la section est entièrement comprimée

$$A_{s \min} \leq A_s \leq A_{s \max}$$

$$A_{s \min} = \text{Max} \{ 4u ; 0,2\%B \} = \text{Max} \{ 4 \times 4 \times 0,50 ; \frac{0,2}{100} \times 50 \times 50 \} = \text{Max} \{ 8 ; 5 \}$$

$$A_{s \min} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 5\%B = \frac{5}{100} \times 50 \times 50$$

$$A_{s \max} = 125 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 8 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq A_{s \max} = 125 \text{ cm}^2$$

On prend: **$A_s = 8 \text{ cm}^2$**

☞ **Cas2:** $N_{\min} = 151,69 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cors}} = 1,21 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{ser}} = 0,90 \text{ KN.m}$

Calcul de l'excentricité total :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,19}{151,69}$$

$$e_1 = 0,008 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot L f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \Phi)$$

$$\text{avec: } \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{ser}} \right) = 1; \quad \Phi = 2, \quad L = 3,15 \text{ m}, \quad Lf = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,50} \times (2 + 2)$$

$$e_2 = 0,012 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,008 + 0,02 + 0,012$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,04 \text{ m}$$

• **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{151,69 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,20} = 0,043$$

$$\psi_1 = 0,043 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,043}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,043})}$$

$$\xi = 0,165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 0,50 = 0,083 \text{ m}$$

$$e = 0,04 \text{ m} < e_{NC} = 0,083 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée

$$A_{s \text{ min}} \leq A_s \leq A_{s \text{ max}}$$

$$A_{s \text{ min}} = \text{Max} \{ 4u ; 0,2\%B \} = \text{Max} \{ 4 \times 4 \times 0,50 ; \frac{0,2}{100} \times 50 \times 50 \} = \text{Max} \{ 8 ; 5 \} \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 5\%B = \frac{5}{100} \times 50 \times 50$$

$$A_{s \max} = 125 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 8 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq A_{s \max} = 125 \text{ cm}^2$$

on prend : $A_s = 8 \text{ cm}^2$

☛ **Cas3:** $M_{\max} = 46,22 \text{ KN}$ → $N_{\text{cors}} = 1098,72 \text{ KN.m}$ → $M_{\text{ser}} = 33,01 \text{ KN.m}$

V.4.5.6. Calcul de l'excentricité total :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{46,22}{1098,72}$$

$$e_1 = 0,042 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000.h} \cdot (2 + \alpha \Phi)$$

avec: $\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1,5 \times M_{\text{ser}}} \right) = 0,65$, $\Phi = 2$, $L = 3,15 \text{ cm}$, $L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,50} \times (2 + 2 \times 0,65)$$

$$e_2 = 0,010 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,042 + 0,02 + 0,010$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,072 \text{ m}$$

• Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1098,72 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 14,20} = 0,107$$

$$\psi_1 = 0,309 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,309}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,309})}$$

$$\xi = 0.156$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,156 \times 0,50 = 0,072 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,072 \text{ m} < e_{NC} = 0,078 \text{ m}$$

Donc la section est entièrement comprimée

$$A_{s \min} \leq A_s \leq A_{s \max}$$

$$A_{s \min} = \text{Max} \{ 4u ; 0,2\%B \} = \text{Max} \{ 4 \times 4 \times 0,50 ; \frac{0,2}{100} \times 50 \times 50 \} = \text{Max} \{ 8 ; 5 \} \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 5\%B = \frac{5}{100} \times 50 \times 50$$

$$A_{s \max} = 125 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 8 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq A_{s \max} = 125 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \boxed{A_s = 8 \text{ cm}^2}$$

- **ELA:**

$$\text{Cas1: } N_{\max} = 1121,40 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cors}} = 19,57 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{ser}} = 13,85 \text{ KN.m}$$

V.4.5.7. Calcul de l'excentricité total :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19,57}{1121,40}$$

$$e_1 = 0,017 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot L f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \Phi)$$

$$\text{avec: } \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{\text{ser}}} \right) = 0,58, \quad \Phi = 2, \quad L = 3,15 \text{ m}, \quad Lf = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,50} \times (2 + 2 \times 0,58)$$

$$e_2 = 0,009 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,017 + 0,02 + 0,009$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,046 \text{ m}$$

- Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{1121,40 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 18,48} = 0,243$$

$$\psi_1 = 0,243 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative:

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,243}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,243})}$$

$$\xi = 0,159$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,159 \times 0,50 = 0,080 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,046 \text{ m} < e_{NC} = 0,080 \text{ m}$$

Donc la section est entièrement comprimée

$$A_{s \text{ min}} \leq A_s \leq A_{s \text{ max}}$$

$$A_{s \text{ min}} = \text{Max} \{ 4u ; 0,2\%B \} = \text{Max} \{ 4 \times 4 \times 0,50 ; \frac{0,2}{100} \times 50 \times 50 \} = \text{Max} \{ 8 ; 5 \} \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 5\%B = \frac{5}{100} \times 50 \times 50$$

$$A_{s \text{ max}} = 125 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 8 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq A_{s \text{ max}} = 125 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = 8 \text{ cm}^2$$

☞ Cas 2: $N_{min} = 441,89 \text{ KN}$ → $M_{cors} = 23,48 \text{ KN.m}$ → $M_{ser} = 31,74 \text{ KN.m}$

V.4.5.8. Calcul de l'excentricité total :

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23,48}{441,89}$$

$$e_1 = 0,053 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3.Lf^2}{10000.h} \cdot (2 + \alpha\Phi)$$

$$\alpha = 0,74, \quad \Phi = 2, \quad L = 3,15 \text{ cm}, \quad Lf = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,50} \times (2 + 2 \times 0,74)$$

$$e_2 = 0,010 \text{ m}$$

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2 = 0,053 + 0,02 + 0,010$$

$$\rightarrow e_{tot} = 0,083 \text{ m}$$

- Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{441,89 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 18,48} = 0,096$$

$$\psi_1 = 0,096 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,096}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,096})}$$

$$\xi = 0,164$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,164 \times 0,50 = 0,082 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,083 \text{ m} > e_{NC} = 0,082 \text{ m}$$

Donc la section est Partiellement comprimée

V.4.5.9. Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 441,89 \times \left(0,083 + \left(0,9 \times 0,50\right) - \frac{0,50}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 125,05 \text{ KN.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{125,05 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,9 \times 0,50)^2 \times 18,48} = 0,067$$

$$0,067 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,067 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067})$$

$$\alpha_u = 0,087$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,087 \times 0,50 \times (0,9 \times 0,50) \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ fictif}} = 7,23 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma'_s} = 7,23 \times 10^{-4} - \frac{441,89 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\rightarrow A_s = -3,82 < 0$$

$$\text{Cas 3 : } M_{\max} = 94,12 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{cors}} = 671,94 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{ser}} = 17,88 \text{ KN.m}$$

V.4.5.10. Calcul de l'excentricité total :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{94,12}{671,94}$$

$$e_1 = 0,140 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3 L f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$\alpha = 1, \quad \Phi = 2, \quad L = 3,15 \text{ cm}, \quad Lf = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,50} \times (2 + 2)$$

$$e_2 = 0,012 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,140 + 0,02 + 0,012$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,172 \text{ m}$$

• **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{671,94 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50 \times 18,48} = 0,145$$

$$\psi_1 = 0,145 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,145}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,145})}$$

$$\xi = 0,162$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,162 \times 0,50 = 0,081 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,172 \text{ m} > e_{NC} = 0,081 \text{ m}$$

Donc la section est Partiellement comprimée

V.4.5.11. Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot (d - \frac{h}{2}) = N_u \cdot (e + d - \frac{h}{2})$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 671,94 \times (0,172 + (0,9 \times 0,50) - \frac{0,50}{2})$$

$$\rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 249,61 \text{ KN.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{249,61 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,9 \times 0,50)^2 \times 18,48} = 0,133$$

$$0,133 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,133 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,133})$$

$$\alpha_u = 0,180$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,180 \times 0,50 \times (0,9 \times 0,50) \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ fictif}} = 14,97 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma'_s} = 14,97 \times 10^{-4} - \frac{671,94 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\rightarrow A_s = -1,83 < 0$$

Tableau 45 - Ferrailage de poteau (50x50)cm

Cas	situation	N (KN)	M(KN.m)	Nature de section	As (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow$ M_{cor}	Durable	1315,41	19,14	Entièrement comprimée	8
$N_{\min}$ $\rightarrow M_{\text{cor}}$		158,74	1,42	Entièrement comprimée	8
$N_{\max} \rightarrow$ M_{cor}		378,60	45,80	Entièrement comprimée	8
$N_{\max} \rightarrow$ M_{cor}	Accidentelle	1163,19	59,34	Entièrement comprimée	8
$N_{\min}$ $\rightarrow M_{\text{cor}}$		501,9	49,51	Partiellement comprimée	-3,82
$N_{\max} \rightarrow$ M_{cor}		119,49	21,25	Partiellement comprimée	-1,83

V.4.5.12. Vérification nécessaire :

☞ Condition de fragilité :

il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,50 \times (0,9 \times 0,50) \times 2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 8 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 2,72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

On adopte:

$$\rightarrow A_s = 5 \text{ HA16} = 10,05 \text{ cm}^2$$

V.4.5.13. Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 99/V2003 (Art 7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage des aciers sera **0,8%** en **Zone IIa**

$$A_{smin} = 0,8\% \times b \times h = \frac{0,8}{100} \times 50 \times 50$$

$$A_{smin} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 4 \text{ HA } 16 + 4 \text{ HA } 20 = \mathbf{20,61 \text{ cm}^2}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ total}} = 20,61 \text{ cm}^2 > A_{smin-RPA} = 20 \text{ cm}^2 \dots\dots \mathbf{CV\checkmark}$$

V.4.5.14. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

zone courante :

$$A_{s \text{ max}} = 4\% \cdot b \cdot h = \frac{4}{100} \times 50 \times 50$$

$$A_{s \text{ max}} = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 20,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 20,61 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ max RPA}} = 100 \text{ cm}^2 \dots\dots \mathbf{CV\checkmark}$$

Zone de recouvrement. :

$$A_{s \text{ max}} = 6\% \times b \times h$$

$$A_{s \text{ max}} = \frac{6}{100} \times 50 \times 50$$

$$A_{s \text{ max}} = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 20,61 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ max}} = 150 \text{ cm}^2 \dots\dots \mathbf{CV\checkmark}$$

• **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L = 40 \cdot \phi = 40 \times 1,6 = \mathbf{64 \text{ cm}}$$

Le diamètre minimal :

$$\phi_{l \text{ min}} \geq 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{l \text{ min}} = 16 \text{ mm} > 12 \text{ mm} \dots\dots \mathbf{CV\checkmark}$$

La distance maximale entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.

V.4.5.15. Vérifications des contraintes à l'état limite de service : (E.L.S)

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales à l'ELU une vérification des contraintes à l'ELS est nécessaire. La détermination des contraintes à l'ELS sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}), sera calculée selon le règlement (BAEL91) concernant la flexion composée.

V.4.5.16. Ferraillage transversal :**A. La section des armatures transversales****Diamètre :**

il faut vérifier : $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{50}{35} ; 1,6 ; \frac{50}{10} \right\} = \min \{ 1,42 , 1,6 , 5 \}$$

$$\phi_{tr} = 1,6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

Espacement :**Zone nodale :**

$$s_t \leq \min \{ 10 \cdot \phi_l , 15 \} = \min \{ 10 \times 1,6 ; 15 \text{ cm} \} = \min \{ 16 , 15 \text{ cm} \}$$

$$s_t \leq 15 \text{ cm}$$

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

Zone courante:

$$s_t \leq 15 \cdot \phi_l$$

$$s_t \leq 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

On prend $s_t = 15 \text{ cm}$

Section minimale :

Donnée par la formule suivante :

$$A_t / S_1 \cdot b_1 = \begin{cases} 0,30\% & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

interpolé entre les valeurs limitées précédente Si: $3 \leq \lambda_g \leq 5$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{2,205}{0,50} = 4,41$$

$$3 < \lambda = 4,41 < 5 \quad 0,30\% < \frac{A_{tmin}}{s_t \times b} < 0,80\%$$

$$A_t = 0,003 \times s_t \times b = \frac{0,3}{100} \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,008 \times s_t \times b = \frac{0,8}{100} \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_t = 3HA 10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Longueur de la zone nodale : d'après le RPA99/V2003 :

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{315}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \{ 52,5; 50; 50; 60 \} \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

On prend : $h' = 60 \text{ cm}$

Le premier cadre doit être placé à 5 cm du nu d'appui ou d'encastrement

V.4.5.17. Vérification de l'effort tranchant des poteaux (50x50) cm :

a) Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'ELU, elle est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

$$T_u = 75,35 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{75,35 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,9 \times 0,50)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.334 \text{ MPa}$$

b) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton $\bar{\tau}_u$;

$$\text{Fissuration est peu préjudiciable} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$0.334 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots CV \checkmark$$

c) Contrainte limite de cisaillement selon **RPA99 version 2003** :

Selon le **RPA99 version 2003**, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si : } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si : } \lambda < 5 \end{cases}$$

$$- L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$- \text{Aire de la section de béton : } B = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2 = 0,2500 \text{ m}^2$$

- Moment d'inertie minimale de la section :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,5^4}{12} = 5,21 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$- \text{Rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{5,21 \times 10^{-3}}{0,2500}}$$

$$i = 0,144 \text{ m}$$

$$- \text{L'élancement : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,205}{0,144} = 15,32 > 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,334 \leq \bar{\tau}_u = 1,875 \dots\dots\dots CV \checkmark$$

V.4.5.18. Schéma de ferrailage des poteaux (50x50) cm

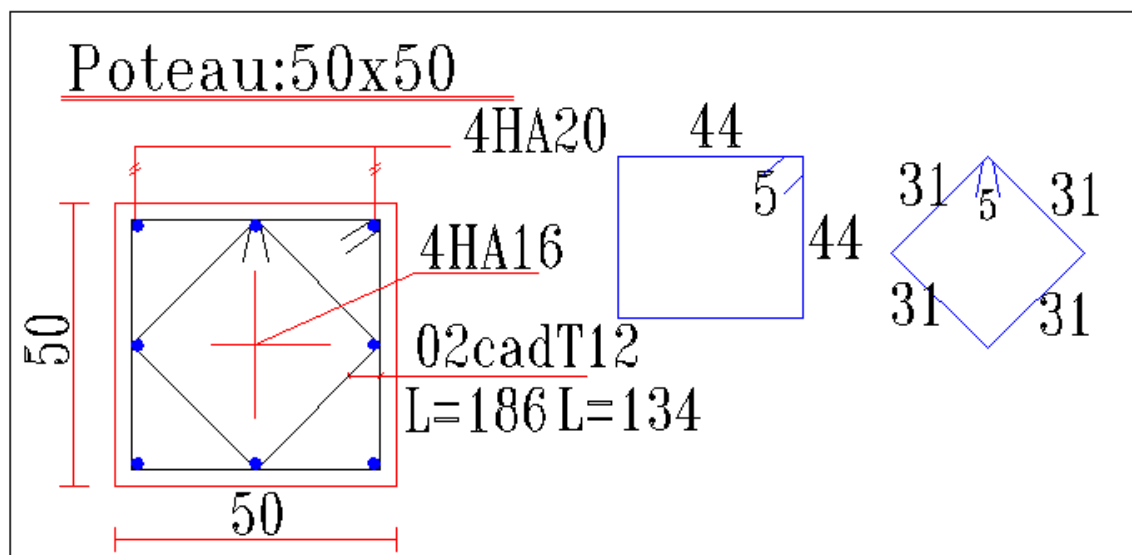


Figure 74 - Schéma de ferrailage des poteaux (50x50)

Poteau (40x40) cm**Tableau 46 - Sollicitation de poteau 40x40**

Situation	Barre	Cas
Durable	195	Cas1 $N_{max}=971,17 \text{ KN}$ $\rightarrow$ $M_{cors}=22,13 \text{ KN.m}$
	414	Cas2 $N_{min}= 15,70 \text{ KN}$ $\rightarrow$ $M_{cors}=1,94 \text{ KN.m}$
	418	Cas 3 $M_{max}=56,99 \text{ KN.m}$ $\rightarrow$ $N_{cors}= 193,07 \text{ KN}$
Accidentelle	195	Cas1 $N_{max}=889,91 \text{ KN}$ $\rightarrow$ $M_{cors}=65,10 \text{ KN.m}$
	188	Cas2 $N_{min}= 167,25 \text{ KN}$ $\rightarrow$ $M_{cors}=25,86 \text{ KN.m}$
	231	Cas3 $M_{max}=74,30 \text{ KN.m}$ $\rightarrow$ $N_{cors}= 2,29 \text{ KN}$

1-ELU :

☛ **Cas1** : $N_{max}=971,17 \text{ KN}$ $\rightarrow$ $M_{cors}=22, 13 \text{ KN.m}$ $\rightarrow$ $M_{ser}=15,42 \text{ KN.m}$

Calcul de l'excentricité total :

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{22,13}{971,17}$$

$$e_1 = 0,023 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \Phi)$$

$$\text{avec: } \alpha = 0,43, \quad \Phi = 2, \quad L = 3,15 \text{ m}, \quad L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,40} \times (2 + 2 \times 0,43)$$

$$e_2 = 0,010 \text{ m}$$

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2 = 0,023 + 0,02 + 0,010$$

$$\rightarrow e_{tot} = 0,053 \text{ m}$$

- **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{971,17 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 14,20} = 0,428$$

$$\psi_1 = 0,428 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative:

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,428}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,428})}$$

$$\xi = 0,149$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,149 \times 0,40 = 0,060 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,053 \text{ m} < e_{NC} = 0,060 \text{ m}$$

Donc la section est entièrement comprimée

$$A_{s \min} \leq A_s \leq A_{s \max}$$

$$A_{s \min} = \text{Max} \{ 4u ; 0,2\%B \} = \text{Max} \{ 4 \times 4 \times 0,40 ; \frac{0,2}{100} \times 40 \times 40 \}$$

$$= \text{Max} \{ 6,40 ; 3,20 \} \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 6,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 5\%B = \frac{5}{100} \times 40 \times 40$$

$$A_{s \max} = 80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 6,40 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq A_{s \max} = 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend: } A_s = 6,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cas2: } N_{\min} = 15,70 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M_{\text{cors}} = 1,94 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{ser}} = 1,39 \text{ KN.m}$$

V.4.5.19. **Calcul de l'excentricité total :**

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,94}{15,70}$$

$$e_1 = 0,124 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3.Lf^2}{10000.h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

avec : $\alpha = 0,70$, $\Phi = 2$, $L = 3,15 \text{ m}$, $L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,40} \times (2 + 2 \times 0,70)$$

$$e_2 = 0,012 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,124 + 0,02 + 0,012$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,156 \text{ m}$$

• **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{15,70 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 14,20} = 0,007$$

$$\psi_1 = 0,007 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative:

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,007}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,007})}$$

$$\xi = 0,166$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,166 \times 0,40 = 0,066 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,156 \text{ m} > e_{NC} = 0,066 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimée

V.4.5.20. Calcul le moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 15,70 \times \left(0,156 + \left(0,9 \times 0,40\right) - \frac{0,40}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 4,96 \text{ KN.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,96 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times 14,20} = 0,007$$

$$0,007 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,007 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007})$$

$$\alpha_u = 0,009$$

$$A_{sfictif} = \frac{0,8\alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,009 \times 0,40 \times (0,9 \times 0,40) \times 14,20}{348}$$

$$\rightarrow A_{sfictif} = 1,06 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{sfictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 1,06 \times 10^{-4} - \frac{15,70 \times 10^{-3}}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cas 3 : } M_{\max} = 56,99 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cors}} = 193,07 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{ser}} = 41,41 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité total :

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{56,99}{193,07}$$

$$e_1 = 0,295 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot L f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \Phi)$$

$$\text{avec : } \alpha = 0,83, \quad \Phi = 2, \quad L = 3,15 \text{ cm}, \quad Lf = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,40} \times (2 + 2 \times 0,83)$$

$$e_2 = 0,013 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,295 + 0,02 + 0,013$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,328 \text{ m}$$

• **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{193,07 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 14,20} = 0,085$$

$$\psi_1 = 0,085 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,085}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,085})}$$

$$\xi = 0,164$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,164 \times 0,40 = 0,065 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,328 \text{ m} > e_{NC} = 0,082 \text{ m}$$

Donc la section est Partiellement comprimée

• **Calcul le moment fictif :**

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 193,07 \times \left(0,328 + \left(0,9 \times 0,40\right) - \frac{0,40}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 94,22 \text{ KN.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{94,22 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times 14,20} = 0,128$$

$$0,128 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,128 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128})$$

$$\alpha_u = 0,172$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,172 \times 0,40 \times (0,9 \times 0,40) \times 14,20}{348}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ fictif}} = 8,09 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 8,09 \times 10^{-4} - \frac{193,07 \times 10^{-3}}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 2,54 \text{ cm}^2$$

2- ELA :

☛ **Cas1 :** $N_{\max}=889,91 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cors}}=65,10 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{ser}}=23,24$

- **Calcul de l'excentricité total :**

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{65,10}{889,91}$$

$$e_1 = 0,073 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2\text{cm} ; 1,26\text{cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$\text{avec: } \alpha = 0,74, \quad \Phi = 2, \quad L = 3,15 \text{ m}, \quad L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,40} \times (2 + 2 \times 0,74)$$

$$e_2 = 0,012 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,073 + 0,02 + 0,012$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,105 \text{ m}$$

- **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{889,91 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 18,48} = 0,300$$

$$\psi_1 = 0,300 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative:

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,300}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,300})}$$

$$\xi = 0,156$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,156 \times 0,40 = 0,062 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,105 \text{ m} > e_{NC} = 0,062 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimée

- Calcul le moment fictif :**

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 889,91 \times \left(0,105 + \left(0,9 \times 0,40\right) - \frac{0,40}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 235,83 \text{ KN.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{235,83 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times 18,48} = 0,246$$

$$0,246 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,246 > 0,186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,246}$$

$$\alpha_u = 0,287$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,287 \times 0,40 \times (0,9 \times 0,40) \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ fictif}} = 15,27 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 15,27 \times 10^{-4} - \frac{889,91 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\rightarrow A_s = -6,98 \text{ cm}^2 <$$

$$\Rightarrow \text{Cas 2 : } N_{\min} = 167,28 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cors}} = 25,86 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{ser}} = 24,98$$

- Calcul de l'excentricité total :**

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{25,86}{167,28}$$

$$e_1 = 0,155 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot L \cdot f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \Phi)$$

avec: $\alpha = 0,97$, $\Phi = 2$, $L = 3,15 \text{ m}$, $L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,40} \times (2 + 2 \times 0,97)$$

$$e_2 = 0,014 \text{ m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 = 0,155 + 0,02 + 0,014$$

$$\rightarrow e_{\text{tot}} = 0,189 \text{ m}$$

- Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{167,25 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 18,48} = 0,057$$

$$\psi_1 = 0,057 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative:

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,057}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,057})}$$

$$\xi = 0,165$$

$$\text{On calcule } e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 0,40 = 0,066 \text{ m}$$

$$\text{On a : } e = 0,189 \text{ m} > e_{NC} = 0,066 \text{ m}$$

Donc la section est Partiellement comprimée

- Calcul le moment fictif :**

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 167,25 \times \left(0,189 + \left(0,9 \times 0,40\right) - \frac{0,40}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 58,37 \text{ KN.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{58,37 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times 18,48} = 0,061$$

$$0,061 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \quad \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,061 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061})$$

$$\alpha_u = 0,079$$

$$A_{sfictif} = \frac{0,8\alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,079 \times 0,40 \times (0,9 \times 0,40) \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{sfictif} = 4,20 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{sfictif} - \frac{N_u}{\sigma'_s} = 4,20 \times 10^{-4} - \frac{167,25 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\rightarrow A_s = 0,019 \text{ cm}^2 < 0$$

☛ **Cas 3 :** $M_{max} = 66,02 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cors} = 74,30 \text{ KN} \rightarrow M_{ser} = 2,29 \text{ KN.m}$

• **Calcul de l'excentricité total :**

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{66,02}{74,30}$$

$$e_1 = 0,889 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} \right\} = \text{Max} \{ 2 \text{ cm} ; 1,26 \text{ cm} \}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot L f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \Phi)$$

avec : $\alpha = 0,035$, $\Phi = 2$, $L = 3,15 \text{ m}$, $L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,205^2}{10000 \times 0,50} \times (2 + 2 \times 0,035)$$

$$e_2 = 0,007 \text{ m}$$

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2 = 0,889 + 0,02 + 0,007$$

$$\rightarrow e_{tot} = 0,916 \text{ m}$$

• **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{74,30 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,40 \times 18,48} = 0,025$$

$$\psi_1 = 0,025 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 \leq \frac{2}{3}$$

On détermine l'excentricité critique relative :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,025}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,025})}$$

$$\xi = 0,166$$

On calcule $e_{NC} = \xi \times h = 0,166 \times 0,40 = 0,066 \text{ m}$

On a : $e = 0,916\text{m} > e_{NC} = 0,066\text{m}$

Donc la section est Partiellement comprimée

• **Calcul le moment fictif :**

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \cdot \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 74,30 \times \left(0,916 + (0,9 \times 0,40) - \frac{0,40}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{u \text{ fictif}} = 79,95 \text{ KN.m}$$

On calcule la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$:

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{79,95 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,9 \times 0,40)^2 \times 18,48} = 0,084$$

$$0,084 < \mu_{\text{limite}} = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,084 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084})$$

$$\alpha_u = 0,109$$

$$A_{s \text{ fictif}} = \frac{0,8 \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,109 \times 0,40 \times (0,9 \times 0,40) \times 18,48}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ fictif}} = 5,80 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'aciers tendus vaut :

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma'_s} = 5,80 \times 10^{-4} - \frac{74,30 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\rightarrow A_s = 3,94 \text{ cm}^2$$

Cas	situation	N (KN)	M(KN.m)	Nature de section	As (cm²)
$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	Durable	971,17	22,13	Entièrement comprimée	6,40
$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		15,70	1,94	Partiellement comprimée	0,61
$N_{\text{cor}} \rightarrow M_{\max}$		193,07	56,99	Partiellement comprimée	2,54
$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	Accidentelle	889,91	65,10	Partiellement comprimée	-6,98
$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		167,25	25,86	Partiellement comprimée	-0,019
$N_{\text{cor}} \rightarrow M_{\max}$		74,30	66,02	Partiellement comprimée	3,94

Tableau 47 - Ferrailage de poteau (40x40) cm

V.4.5.21. Vérification nécessaire :**☞ Condition de fragilité :**

il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s \min}$

$$A_{s \min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,40 \times (0,9 \times 0,40) \times 2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{s \min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,40 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

On adopte:

$$\rightarrow A_s = 5 \text{ HA14} = 7,70 \text{ cm}^2$$

- Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 99/V2003 (Art 7.4.2.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage des aciers sera **0,8%** en **Zone IIa**

$$A_{smin} = 0,8\% \times b \times h = \frac{0,8}{100} \times 40 \times 40$$

$$A_{smin} = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 4 \text{ HA } 16 + 4 \text{ HA } 14 = 14,18 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \text{ total}} = 14,18 \text{ cm}^2 > A_{smin-RPA} = 12,80 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

- **Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :**

zone courante :

$$A_{s \text{ max}} = 4\% \cdot b \cdot h = \frac{4}{100} \times 40 \times 40$$

$$A_{s \text{ max}} = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 14,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = 14,18 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ max RPA}} = 64 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

- **Zone de recouvrement. :**

$$A_{s \text{ max}} = 6\% \times b \times h$$

$$A_{s \text{ max}} = \frac{6}{100} \times 40 \times 40$$

$$A_{s \text{ max}} = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 14,18 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ max}} = 96 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

- **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L = 40 \cdot \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

- **Le diamètre minimal :**

$$\phi_{l \text{ min}} \geq 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{l \text{ min}} = 14 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \dots\dots \text{CV} \checkmark$$

La distance maximale entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

V.4.5.22. Vérifications des contraintes à l'état limite de service : (E.L.S)

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales à l'ELU une vérification des contraintes à l'ELS est nécessaire. La détermination des contraintes à l'ELS sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}), sera calculée selon le règlement (BAEL91) concernant la flexion composée.

V.4.5.23. Ferrailage transversal :**A. La section des armatures transversales**• **Diamètre :**

il faut vérifier : $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{40}{35} ; 1,4 ; \frac{50}{10} \right\} = \min \{1,14, 1,4, 5\} \text{ cm}$$

$$\phi_{tr} = 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

• **Espacement :**

Zone nodale :

$$s_t \leq \min \{10\phi_1, 15\} = \min \{10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}\} = \min \{14, 15 \text{ cm}\}$$

$$s_t \leq 14 \text{ cm}$$

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

Zone courante :

$$s_t \leq 15 \cdot \phi_1$$

$$s_t \leq 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

On prend $s_t = 15 \text{ cm}$

• **Section minimale :**

Donnée par la formule suivante :

$$A_t / S_1 \cdot b_1 = \{0,30\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \}$$

$$\{ 0,80\% \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \}$$

=interpolé entre les valeurs limitées précédente Si: $3 \leq \lambda_g \leq 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{a} = \frac{2,205}{0,40} = 5,51$$

$$\lambda = 5,51 > 5 \quad 0,30\% = \frac{A_{tmin}}{s_t \times b}$$

$$A_t = 0,003 \times s_t \times b = \frac{0,3}{100} \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_t = 3HA 10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Longueur de la zone nodale : d'après le RPA99/V2003 :

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{315}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \{ 52,5; 40; 40; 60 \} \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

On prend : $h' = 60 \text{ cm}$

Le premier cadre doit être placé à 5 cm du nu d'appui ou d'encastrement

V.4.5.24. Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

a) Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'ELU, elle est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

$$T_u = 106,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{106,47 \times 10^{-3}}{0,40 \times (0,9 \times 0,40)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.74 \text{ MPa}$$

b) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton $\bar{\tau}_u$;

$$\text{Fissuration est peu préjudiciable} \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$0,74 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

c) Contrainte limite de cisaillement selon **RPA99 version 2003** :

Selon le **RPA99 version 2003**, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda < 5 \end{cases}$

- $L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$

- Aire de la section de béton : $B = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2 = 0,1600 \text{ m}^2$

- Moment d'inertie minimale de la section :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,4^4}{12} = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2,13 \times 10^{-3}}{0,1600}}$

$$i = 0,115 \text{ m}$$

- L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,205}{0,115} = 19,17 > 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,33 \leq \bar{\tau}_u = 1,875 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

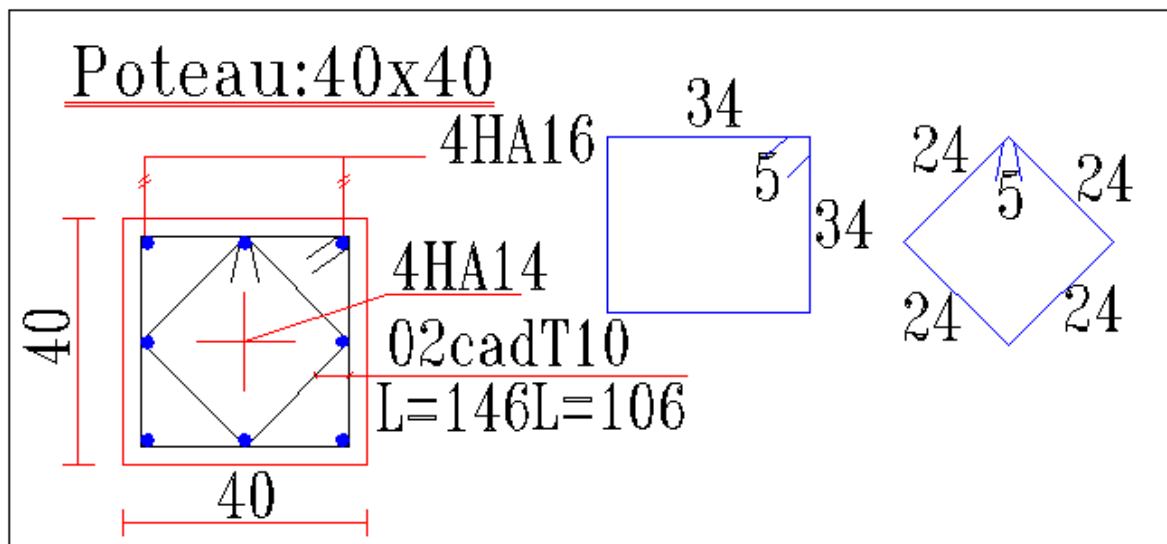
V.4.5.25. Schéma de ferrailage des poteaux (40x40) cm:

Figure 75 - Schéma de ferrailage des poteaux (40x40)

V.5. ETUDE DES VOILES :

V.5.1. Généralités sur les voiles :

Les voiles sont des composants caractérisés par deux dimensions importantes par rapport à la troisième, connue sous le nom d'épaisseur.

Typiquement verticaux et soumis à des charges dans leur plan, ils sont largement utilisés dans les structures en béton armé, principalement en raison de leur efficacité à résister aux forces horizontales.

En supportant une part importante de la force sismique, ils influencent significativement le comportement global des structures et jouent un rôle crucial dans la garantie de leur sécurité, par rapport à d'autres éléments structuraux.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux
- Des aciers transversaux

V.5.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement principalement pour l'objet :

→ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de la transmettre jusqu' au sol.

Le contreventement peut être assuré par l'un des cas suivants :

- Portiques
- Voiles
- Noyau central
- Structures mixtes

V.5.3. Les combinaisons :

☛ Selon **BAEL 91** :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$.
- ELS : $G + Q$

☛ Selon **RPA 99** :

→ $G+Q \pm E$

→ $0.8G \pm E$

Nous utilisons les combinaisons de **RPA99** pour les voiles

V.5.4. Recommandation du règlement RPA99 version 2003 :

V.5.4.1. Aciers verticaux :

→ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal de **0,20%** de section horizontale du béton tendu.

→ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.

→ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ avec (**L**: longueur du voile). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15 cm**.

→ Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

→ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

→ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

→ Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

→ Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**

→ En zone courante égale à **0.10%**.

V.5.4.2. Ferraillage horizontal :

Les armatures transversales consistent en des cadres disposés le long de la hauteur du voile, facilitant le confinement des fissures inclinées à **45°** provoquées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être équipées de crochets à **135°**, dont la longueur est de **10φ**.

Dans le cas où des talons de rigidité sont présents, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent un.

- **Règles connues :**

→ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5e$$

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

Avec : e → épaisseur du voile

→ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec aux moins **4 épingles** par mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

→ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

→ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

→ 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.

→ 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.5.4.3. Aciers transversaux :

Ils sont perpendiculaires aux faces du refend et servent d'attache pour les armatures, ils empêchent éventuel des barres verticales et le main tien en position droite aux moments du collage, ce sont des épingles, au moins 4 épingles par m².

V.5.4.4. Méthodes de calcul des voiles :

Pour le calcul des voiles en béton armé, deux méthodes de calcul sont disponibles :

- **Méthode simplifiée :**

Le dimensionnement des voiles selon cette méthode se base sur l'analyse du diagramme de contraintes générées par les charges appliquées aux voiles. Ce principe repose sur la répartition linéaire des contraintes résultant des charges verticales et des moments. Le diagramme des contraintes est subdivisé en bandes, où la contrainte moyenne (pour la partie comprimée) et la contrainte maximale (pour la partie tendue) sont utilisées pour le calcul du ferrailage.

Les calculs sont effectués en double voie : en adoptant le principe que le voile est non armé en premier lieu, puis comme armé en second lieu.

- **Méthode par flexion composée :**

Selon cette méthode, étant donné que le voile travaille dans son plan, son dimensionnement repose sur le principe de le considérer comme une section de béton armé soumise à la flexion avec compression. On admet ainsi une répartition parabolique-linéaire des contraintes de compression dans la section

V.5.4.5. Choix de la méthode de calcul :

Les calculs suivant la méthode simplifiée permettent de générer les armatures du voile sur toute la longueur de la section, avec des quantités proportionnelles aux valeurs des contraintes sur leur diagramme linéaire.

Néanmoins dans les calculs par la méthode de flexion composée, les armatures seront plus denses aux extrémités du voile là où les sollicitations de flexion sont plus défavorables.

De cela, la méthode simplifiée se prête mieux avant tout pour les voiles transférant les charges verticales des plancher, et pour les voiles avec ouvertures, sollicités par des moments considérables générés par les combinaisons sismiques.

A cet effet, on va utiliser la **méthode simplifiée (méthode des contraintes)**, citée par le **RPA** et proposée par le **DTR-B.C.-2.42**, le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen selon l'article **A.7.7.4** du **RPA99** (les deux conditions citées sont remplies à savoir, la condition **A.7.7.1** relative au coffrage des voiles et le contreventement dans les deux sens).

- **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T) → Si : σ_a et σ_b sont des signe négatif
- Entièrement comprimée (S. E.C) → Si : σ_a et σ_b sont des signes positifs
- Partiellement comprimée (S. P. C) → Si : σ_a et σ_b sont des signes contraires

- **Etapes de calcul :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée basée sur les contraintes, où l'on suppose un diagramme linéaire. Le modèle le plus simple d'un voile est assimilé à une console parfaitement encastree à sa base.

Pour déterminer les armatures verticales utilisées pour ferrailer le voile plein, on suit les étapes suivantes :

La méthode implique la détermination du diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction à l'aide de la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec:

-N : effort normal appliqué

-M : Moment fléchissant appliqué.

-I : l'inertie de voile

-y : bras de levier du voile

V.5.4.6. Vérification l'effort normal ultime :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

→ $N_{u \text{ lim}}$: la valeur de l'effort résistant à l'ELU de résistance

→ A_s : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

→ B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

→ α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ

V.5.4.7. Application :

$$B_r = (b - 0,02) \times (h - 0,02) = (0,20 - 0,02) \times (5,30 - 0,02)$$

$$\rightarrow B_r = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\text{Longueur de flambement : } L_f = 0,7 \cdot h_0 = 0,7 \times (3,15 - 0,5)$$

$$\rightarrow L_f = 1,855 \text{ m}$$

$$\text{Aire de la section de béton : } A = 0,20 \times 5,30$$

$$\rightarrow B = 1,06 \text{ m}^2$$

Moment d'inertie minimale de la section :

$$\rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 5,30^3}{12} = 2,481 \text{ m}$$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2,481}{1,06}}$

$$\rightarrow i = 1,529 \text{ m}$$

L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{1,855}{1,529} = 1,21$

$$\rightarrow \lambda = 1,21 < 50$$

donc, $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{1,21}{35}\right)^2}$

$$\rightarrow \alpha = 0,85$$

$$A_s = A_{s \text{ mi RPA}} = 0,15\% \cdot B_r = \frac{0,15}{100} \times 0,95$$

$$\rightarrow A_s = 14,25 \text{ cm}^2$$

$$N_{ulim} = 0,85 \times \left[\frac{0,95 \times 25}{0,9 \times 1 \times 1,5} + 14,25 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] = 15,38 \text{ MN}$$

$$N_{u \text{ lim}} = 15,38 \text{ MN} > N_{u \text{ robot}} = 1,57 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

V.5.5. Exemple de calcul du voile :

Le voile sujet de cet exemple, est le voile d'une seule direction

Tableau 48 sollicitation de voile

Cas	Combinaison	NRx(KN)	MRz(KN.m)	TRy(KN)
Plus défavorable	G+Q+E	1414,75	2722,68	571,37



Figure 76 - Voile calculé

Avec :

⇒ Epaisseur du voile : $e = b = 0.20 \text{ m}$

⇒ Longueur du voile (**voile entre deux poteaux**) :

$$L = h = 4,30 + (0,5 + 0,5) \text{ m} = 5,30 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 5,30^3}{12} = 2,481 \text{ m}^4$$

$$A = 0,20 \times 5,30 = 1,06 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{5,30}{2}$$

$$\rightarrow y = 2,65 \text{ m}$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{1414,75 \times 10^{-3}}{1,06} + \frac{2722,86 \times 10^{-3}}{2,481} \times 2,65 = 4,24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \frac{1414,75 \times 10^{-3}}{1,06} - \frac{2722,86 \times 10^{-3}}{2,481} \times 2,65 = - 1,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_2 < 0$$

La section est Partiellement comprimée

Donc, En utilisant la formule de "**NAVIER BERNOULI**" on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables

- Longueur tendue :

$$L_t = L \times \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 5,30 \times \frac{1,57}{4,24 + 1,57}$$

$$\rightarrow L_t = 1,43$$

- Longueur de zone comprimé :

$$L' = L - L_t = 5,30 - 1,43$$

$$\rightarrow L' = 3,87 \text{ m}$$

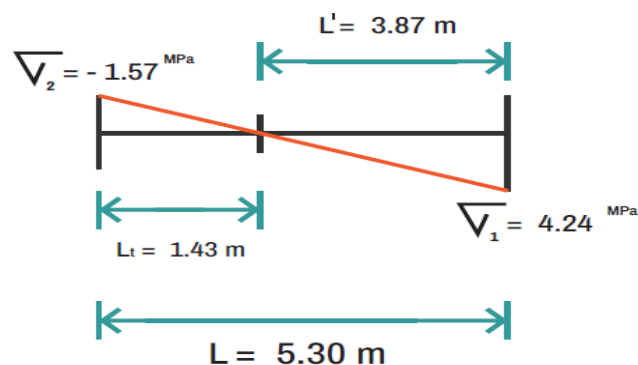


Figure 77- Diagramme des contraintes

$$d \leq \min \left\{ \frac{L}{2} ; \frac{2}{3} L' \right\} \Rightarrow d \leq \min \left\{ \frac{5,30}{2} ; \frac{2}{3} \times 3,87 \right\} = \min \{ 2,65 ; 2,58 \} \text{ m} = 2,58 \text{ m}$$

On adopte $\rightarrow d = 2,15 \text{ m}$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{0,717}{1,43} = 0,501$$

$$\sigma_2 = \tan \alpha \cdot (L_t - d) = 0,501 \times (1,43 - 2,15)$$

$$\rightarrow \sigma_2 = - 0,36 \text{ Mpa}$$

$$I' = \frac{e \cdot d^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,15^3}{12}$$

$$\rightarrow I' = 0,166 \text{ m}^4$$

$$y' = \frac{d}{2} = \frac{2,15}{2}$$

$$\rightarrow y' = 1,075 \text{ m}$$

$$B' = e \cdot d = 0,20 \times 2,15$$

$$\rightarrow B' = 0,43 \text{ m}^2$$

$$N' = \frac{B'}{2} (\sigma_2 + \sigma_2') = \frac{0,43}{2} (-1,57 - 0,53)$$

$$\rightarrow N' = -0,504 \text{ KN}$$

$$M' = \frac{I'}{2 \times y'} (\sigma_2 + \sigma_2') = \frac{0,166}{2 \times 1,075} \times (-1,57 - 0,53)$$

$$\rightarrow M' = -0,162 \text{ KN.m}$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{-0,162}{-0,504}$$

$$\rightarrow e_0 = 0,321 \text{ m}$$

On pose : $c = c' = 0,05 \text{ m}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c' = \frac{2,15}{2} - 0,321 - 0,05$$

$$\rightarrow e_1 = 0,704 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{L}{2} + e_0 - c' = \frac{5,30}{2} + 0,321 - 0,05$$

$$\rightarrow e_2 = 2,921 \text{ m}$$

- Calcul des armatures :

$$A_s = \frac{N' \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_{eS}} = \frac{0,504 \times 2,921}{(0,704 + 2,921) \times 400}$$

$$\rightarrow A_s = 10,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N' \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_{eS}} = \frac{0,504 \times 0,704}{(0,704 + 2,921) \times 400}$$

$$\rightarrow A_s' = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ total}} = A_s + A_s' = 10,15 + 2,45$$

$$\rightarrow A_{s \text{ total}} = 12,60 \text{ cm}^2$$

- **Pour 1 ml:**

$$A_s = \frac{A_{s\text{total}}}{L} = \frac{12,60}{5,30}$$

$$\rightarrow A_s = 2,38 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

D'après **RPA99 version 2003** : $A_{s \text{ min}} = 0,20\% \times e \times L_t$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \times 20 \times 143$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 5,72 \text{ cm}^2$$

- **Globalement dans la section du voile :**

D'après **RPA 99 version 2003** Art.7.7.4 :

$$A_{s \text{ min}} = 0,15\% \times e \times L$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \times 20 \times 530$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 15,90 \text{ cm}^2$$

- **Pour 1 ml :**

$$A_{s\text{min}} = \frac{A_s}{L} = \frac{15,90}{5,30}$$

$$\rightarrow A_{s\text{min}} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En zone courante :**

D'après le **RPA99 Version 2003** Art 7.7.4.3 :

$$A_{s \text{ min}} = 0,10\% \times e \times L$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,001 \times 20 \times 530$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 10,60 \text{ cm}^2$$

- **Pour 1 ml :**

$$A_{s\text{min}} = \frac{A_s}{L} = \frac{10,60}{5,30}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix d'armatures :**

En zone courante :

$$A_s = \max (A_s; A_{s \min}) = \max (2,38 \text{ cm}^2/\text{ml}; 2 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

$$A_s = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte: } A_s = 3 \text{ HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

- **Escapement:**

$$St \leq \min \{30 ; 15 \cdot e\} \rightarrow St \leq \min \{30 ; 15 \times 20\} \rightarrow St \leq \min \{30 ; 300\}$$

$$\rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

En zone tendue :

$$A_s = \max (A_s; A_{s \min}) = \max (3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}; 3 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{on adopte: } A_s = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

- **Escapement:**

$$St \leq \frac{St}{2} = \frac{20}{2}$$

$$\rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

Longueur de la zone d'about :

D'après **RPA99/2003**

$$L_{za} = \frac{L}{2} = \frac{5,30}{2}$$

$$\rightarrow L_{za} = 2,65 \text{ m}$$

☞ **Les armatures horizontales :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{1,44 \times T}{e \times L} = \frac{1,44 \times 102,23 \times 10^{-3}}{0,2 \times 4,30}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0,171 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

V.5.5.1. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section des armatures d'âmes est donnée par la relation suivant : **CBA93 Art A.5.1.2.3**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma \times (\tau - 0,3 \times f_{t28} \times K)}{0,8 \times F_e}$$

→ **K = 0** → en cas de fissuration est très préjudiciable, en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise

→ **K = 1** → en flexion sans reprise de bétonnage

→ **K = 1+3 cm / f_{c28}** → en flexion composée avec N effort de compression

→ **K = 1-10 tm / f_{c28}** → en flexion composée avec N effort de traction

→ ' σ_{tm} , σ_{cm} ' : étant la contrainte moyenne de traction et compression obtenu en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

D'après le **RPA99 version 2003** (Art 7.7.4.3) :

→ Globalement dans la section du voile **0.15%**

→ En zone courante **0.10%**

Donc, **K=0**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau}{0,8 \times F_e}$$

$$A_t \geq \frac{\tau \times b_0 \times S_t}{0,8 \times F_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,171 \times 20 \times 20}{0,8 \times 400}$$

$$\rightarrow A_t = 0,214 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,10\% \times b_0 \times L = 0,001 \times 20 \times 530$$

$$\rightarrow A_{t \min} = 10,60 \text{ cm}^2$$

Pour 1 ml :

$$A_t = \frac{10,60}{5,30}$$

$$\rightarrow A_t = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t ; A_{t \min}) = \max(0,214 ; 2)$$

$A_t = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adopte $\rightarrow A_t = 3 \text{ HA } 10 = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.5.5.2. Schéma de ferrailage de voile :

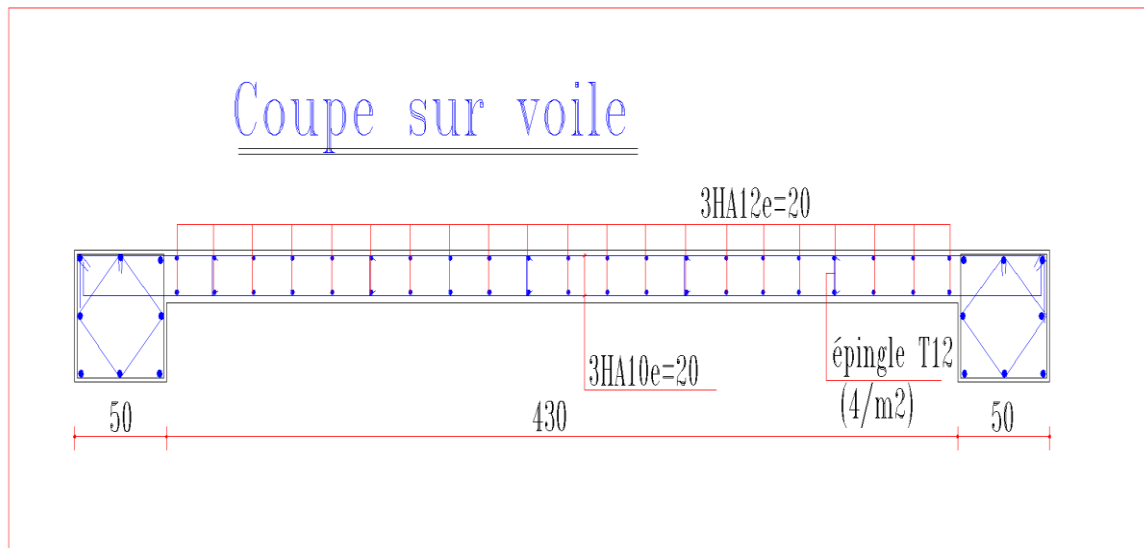
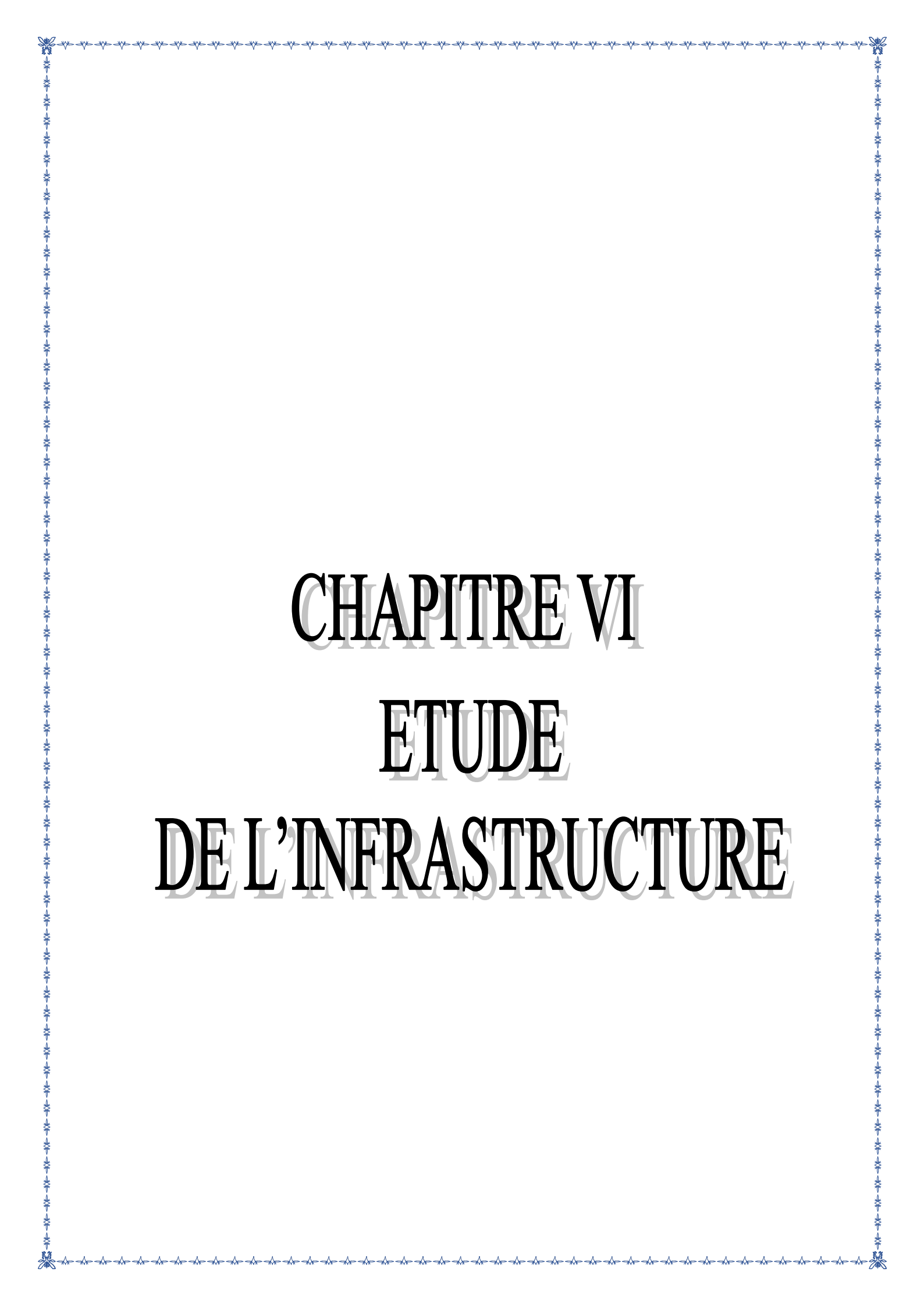


Figure 78 - Schéma de ferrailage de voile

A decorative border with a repeating floral pattern in a light blue color, framing the entire page.

CHAPITRE VI

ETUDE

DE L'INFRASTRUCTURE

VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE :**VI.1. INTRODUCTION :**

L'infrastructure représente la partie dissimulée de la construction, intégrée dans le sol, constituée d'éléments structuraux souterrains et d'un système de fondations. Ces éléments doivent former un ensemble robuste et stable, reposant sur des formations souterraines compactes, homogènes et de préférence hors d'eau.

L'infrastructure doit remplir deux fonctions principales :

- Transmettre, en plus des charges verticales, les charges sismiques horizontales.
- Limiter les variations de niveaux et prévenir les déplacements horizontaux des points d'appui en les solidarissant à l'aide de longrines ou d'autres dispositifs équivalents.

VI.2. ETUDE DES FONDATIONS :**VI.2.1. Définition :**

Les fondations d'un bâtiment représentent les parties de la structure en contact avec le sol, chargées de transmettre les charges de la superstructure. Elles constituent donc un élément crucial de l'ouvrage, car leur conception et leur exécution correctes sont déterminantes pour la stabilité globale de la construction.

Le choix adéquat du type de fondation à mettre en place dépend de plusieurs critères, parmi lesquels on peut distinguer :

- L'assurance de la stabilité structurelle de l'ouvrage lors du transfert des charges au sol.
- La nature de l'ouvrage et l'importance des charges exercées sur les fondations.
- La capacité portante du sol sous-jacent et son homogénéité sous les blocs de fondation.
- La facilité de mise en œuvre du type de fondation sélectionné.
- Les considérations économiques liées au choix des fondations.

VI.2.2. Classifications des fondations :

On distingue deux types de fondations :

VI.2.2.1. Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont.

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

VI.2.2.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VI.2.3. Choix de type de fondation :

La contrainte admissible du sol est égale **1,5 bar**, donc il y'a lieu de projeter a priori des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier générale

VI.3. CALCULS DES SURFACES NECESSAIRES DES SEMELLES :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

$$S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
3978/ 8 (C)	10,67	0,01	69,14	-0,07	-0,01	0,00
3979/ 8 (C)	11,28	0,01	67,15	-0,06	0,01	0,00
3980/ 8 (C)	11,70	0,00	65,51	-0,04	0,05	0,00
3981/ 8 (C)	11,68	-0,04	64,68	-0,00	0,13	0,00
3982/ 8 (C)	10,40	-0,19	66,03	0,06	0,36	0,01
4065/ 8 (C)	-10,75	-0,23	66,81	0,08	-0,37	-0,01
4066/ 8 (C)	-12,15	-0,06	65,36	0,03	-0,14	-0,00
4067/ 8 (C)	-12,26	-0,00	66,19	0,01	-0,05	-0,00
4068/ 8 (C)	-11,92	0,02	67,88	-0,00	-0,01	-0,00
4069/ 8 (C)	-11,39	0,02	69,96	-0,00	0,00	0,00
4070/ 8 (C)	-10,69	0,02	72,22	0,01	0,00	0,00
4071/ 8 (C)	-9,68	0,04	74,49	0,02	-0,03	0,00
4072/ 8 (C)	-8,10	0,07	76,70	0,05	-0,10	0,00
4966/ 8 (C)	-0,00	9,64	45,83	3,01	0,11	-0,02
4985/ 8 (C)	0,21	4,90	75,39	-0,27	0,25	-0,00
4986/ 8 (C)	0,31	2,14	70,25	-0,14	0,31	-0,01
4987/ 8 (C)	0,66	0,28	68,47	-0,01	0,40	-0,01
5011/ 8 (C)	-0,01	-6,12	29,24	-2,02	0,07	0,01
5023/ 8 (C)	0,12	-3,37	55,62	-0,27	0,16	0,00
5024/ 8 (C)	0,15	-0,83	62,57	-0,32	0,19	0,00
5025/ 8 (C)	0,29	1,09	71,24	-0,44	0,23	0,01
5056/ 8 (C)	-5,86	-0,02	33,54	-0,08	2,45	-0,01
5073/ 8 (C)	-1,78	0,33	68,95	-0,22	0,55	-0,01
5084/ 8 (C)	5,78	-0,03	33,37	-0,07	-2,43	0,01
5093/ 8 (C)	1,63	0,30	67,99	-0,20	-0,52	0,01
5110/ 8 (C)	0,04	9,25	44,06	2,90	-0,09	0,01
5129/ 8 (C)	-0,17	4,71	73,16	-0,22	-0,21	0,01
5130/ 8 (C)	-0,28	2,00	69,14	-0,10	-0,29	0,01
5131/ 8 (C)	-0,64	0,21	68,37	0,03	-0,40	0,02
5155/ 8 (C)	0,02	-6,42	30,49	-2,09	-0,06	-0,01
5174/ 8 (C)	-0,12	-3,56	56,82	-0,22	-0,15	-0,00
5175/ 8 (C)	-0,16	-1,05	62,59	-0,28	-0,18	-0,00
5176/ 8 (C)	-0,30	0,88	70,19	-0,40	-0,22	-0,01
6647/ 8 (C)	-5,88	-0,12	79,35	0,15	-0,14	0,00
6648/ 8 (C)	-6,19	-0,07	79,96	0,18	-0,06	0,00
6649/ 8 (C)	-6,00	-0,06	80,81	0,22	-0,01	0,00
6650/ 8 (C)	-5,57	-0,08	81,76	0,27	0,02	0,01
6651/ 8 (C)	-4,94	-0,11	82,70	0,34	0,04	0,01
6652/ 8 (C)	-4,07	-0,16	83,50	0,41	0,06	0,01
6653/ 8 (C)	-2,95	-0,21	84,01	0,49	0,06	0,01
6654/ 8 (C)	-1,59	-0,26	84,06	0,56	0,05	0,01
6655/ 8 (C)	-0,15	-0,29	83,54	0,62	0,03	0,00
6656/ 8 (C)	1,09	-0,24	82,53	0,65	0,03	0,00
Cas 8 (C)	G+Q					
Somme totale	0,00	-0,00	14948,39	8,30	2,88	0,44
Somme réacti	0,00	-0,00	14948,39	62020,36	-172279,54	0,00
Somme effort	0,00	0,00	-14948,39	-62020,37	172279,54	-0,00
Vérification	0,00	-0,00	0,00	-0,01	-0,00	0,00
Précision	1,22592e-006	1,42989e-014				

$$N_{\text{ser}} = 14948,39 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ Bar}$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{14948,39}{150}$$

$$\rightarrow S_{\text{semelle}} = 99,66 \text{ m}^2$$

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} \leq 50\%$$

$$S_{\text{batiment}} = a \times b = 23,05 \times 7,90 = 182,10 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{99,66}{182,10} = 0,55 \times 100 = 55\% > 50\%$$

La surface totale des semelles est 55% de la surface du bâtiment, nous en concluons que cette surface est dépassée 50 % de la surface du sol d'assise.

Par conséquent, nous optons pour un **radier nervuré** comme type de fondation pour soutenir la structure.

Cette décision est :

→ L'augmentation de la surface de la semelle, ce qui réduit la pression exercée sur le sol par la structure.

→ La diminution des tassements différentiels.

→ La facilité d'exécution.

VI.4.1. Concernant l'étude du radier :

Le radier est une fondation superficielle agissant comme un plancher inversé, avec la dalle prenant appui sur des nervures.

Il assure une répartition efficace des charges sur le sol, offrant ainsi une solution idéale pour prévenir les tassements différentiels.

Nous choisissons un radier nervuré dans les cas suivants :

→ Un mauvais sol.

→ Charges transmises au sol sont importantes.

→ Les poteaux rapprochés (petites trames).

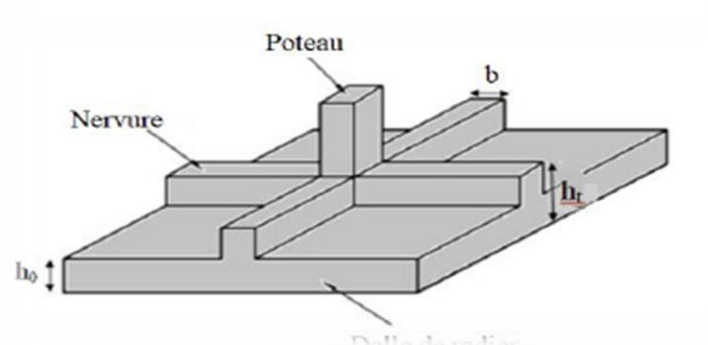


Figure 79- Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.4.2. Pré dimensionnement de radier :

$$S_{\text{radier}} = 99,66 \text{ m}^2 ; S_{\text{batiment}} = 182,10 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} < S_{\text{batiment}} \Rightarrow \text{le débordement} \neq 0$$

VI.4.3. La Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

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

$L_x = 5,25 \text{ m}$: La longueur maximale entre les axes des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Donc on a :

$$\frac{525}{35} \leq h \leq \frac{525}{30}$$

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$$

On choisit $\rightarrow h = 20 \text{ cm}$

- **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement **CBA93**, La contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

T_{max} : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$b = 1 \text{ m} \text{ et } d = 0,9 \text{ h.}$$

$$N_u = 20786,42 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{20786,42}{182,10} \times \frac{5.25}{2}$$

$$\rightarrow T_{\text{max}} = 299,64 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1,5}$$

$$\rightarrow \bar{\tau} = 1,15 \text{ Mpa}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \tau_u}$$

$$d \geq \frac{299,64 \times 10^{-3}}{1 \times 1,15}$$

$$d \geq 0,2605 \text{ m} \rightarrow d \geq 26,05 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h \Rightarrow h \geq \frac{d}{0,9} = \frac{26,05}{0,9} = 28,94 \text{ cm}$$

$$h \geq 28,94 \text{ cm}$$

On choisit $\rightarrow h = 30 \text{ cm}$

VI.4.4. Calcul du débordement D :

$$D \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right\} \Rightarrow D \geq \max\left\{\frac{50}{2}; 30 \text{ cm}\right\}$$

$$D \geq \max\{25; 30\} \text{ cm}$$

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

On prend $\rightarrow D = 50 \text{ cm}$

D'où :

$$S_{\text{radier}} = S + D \times P$$

S_{radier} : Surface de radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Le périmètre de bâtiment. $\rightarrow P = (2 \times l_x + l_y) = (2 \times 25,03 + 7,90) = 54 \text{ m}$

$$S_r = 182,10 + (0,50 \times 54)$$

$$\rightarrow S_{\text{radier}} = 209,10 \text{ m}^2$$

VI.4.5. Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

Largeur de nervure :

$$B_0 \geq B_{\text{poteau}}$$

$$B_0 \geq 50 \text{ cm}$$

On adopte : $B_0 = 50 \text{ cm}$

La hauteur :

- **Condition forfaitaire :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h \geq \frac{525}{10} = 52,5 \text{ cm}$$

$$h \geq 52,5 \text{ cm}$$

On choisit $\rightarrow h = 60 \text{ cm}$

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

Tel que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \rightarrow \text{La longueur élastique de la poutre}$$

E : Module d'élasticité du béton $\rightarrow E = 32164.195 \text{ MPa}$.

K : Coefficient de raideur du sol. $\rightarrow K = 40 \text{ MPa/m}$ (Sol de densité moyenne).

I : Inertie de la poutre. $(I = \frac{b \cdot h^3}{12})$

b : Largeur du radier.

$$h^3 \geq \frac{48L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.25^4 \times 40}{32164.195 \times 3.14^4}}$$

$$\rightarrow h = 0,77 \text{ m}$$

Donc $\rightarrow h = 80 \text{ cm}$

Le choix final :

L'épaisseur totale du radier qui reprend aux trois conditions citées si avant est :

$$h_t = \text{Max} \{60 \text{ cm} ; 80 \text{ cm}\} \rightarrow h_t = 80 \text{ cm}.$$

Hauteur de nervure = 50 cm , Largeur = 50 cm

VI.4.6. Vérification au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y'a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{(Article A.5.2.4.2) C.B.A}$$

h_r : Epaisseur du radier

N_u : La charge de calcul du poteau le plus sollicité $\rightarrow N_u = 1329,02 \text{ KN}$

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

$$\mu_c = 2(a + b + 2hr)$$

$$\mu_c = 2(0,50 + 0,50 + 2 \times 0,8)$$

$$\rightarrow \mu_c = 5,2 \text{ m}$$

$$0,045 \cdot \mu_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 5,2 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 3,12 \times 10^3 \text{ KN}$$

$$N_u = 1329,02 \text{ KN} < 3,12 \times 10^3 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement

VI.4.7. Vérification au non-soulèvement (effet de sous pression) :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sans l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier la condition suivante :

$$W \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier : $W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}}$

$$W_{\text{bat}} = 23167,92 \text{ KN}$$

$$W_{\text{rad}} = S_r \times \rho \times h = 209,10 \times 25 \times 0,8 \rightarrow W_{\text{rad}} = 4182 \text{ KN}$$

$$W = 23167,92 + 4182 = 27349,92 \text{ KN}$$

F_s : Coefficient de sécurité $\rightarrow F_s = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau. $\rightarrow \gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

Z : Hauteur d'ancrage du radier. $\rightarrow Z = 3 \text{ m}$

$$F_s \times \gamma_w \times Z \times S_r = 1,5 \times 10 \times 3 \times 182,10 = 8194,50 \text{ KN}$$

$$W = 27349,92 > 8194,50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

Il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

VI.4.8. Caractéristique géométrique du radier :

VI.4.8.1. Calcul de la surface des panneaux du radier :

Tableau 49 Surface des panneaux du radier

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	S(m ²)
1	4,40	3,60	15,84
2	5,25	3,60	18,90
3	3,75	3,60	13,50
4	5,25	3,60	18,90
5	4,40	3,60	15,84
6	4,40	4,30	18,92
7	5,25	4,30	22,58
8	3,75	4,30	16,13
9	5,25	4,30	22,58
10	4,40	4,30	18,92

VI.4.8.2. Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :**Tableau 50 Calcul des inerties et centre de gravité du radier**

panneaux	Lx (m)	Ly (m)	S (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	Dx (m)	Dy (m)	ix G (m ⁴)	IyG (m ⁴)	IxR (m ⁴)	IyR (m ⁴)
1	4,40	3,60	15,84	2,20	1,8	9,33	2,15	17,11	25,56	1395,96	98,78
2	5,25	3,60	18,90	7,03	1,8	4,49	2,15	20,41	43,41	401,44	130,78
3	3,75	3,60	13,50	11,53	1,8	-0,01	2,15	49,97	18,20	49,97	80,60
4	5,25	3,60	18,90	16,03	1,8	-4,51	2,15	20,41	43,41	404,84	130,78
5	4,40	3,60	15,84	20,85	1,8	-9,33	2,15	17,11	25,56	1832,08	98,78
6	4,40	4,30	18,92	2,20	5,75	9,33	-1,80	29,15	30,52	1676,12	91,82
7	5,25	4,30	22,58	7,03	5,75	4,49	-1,80	34,78	51,85	490	125
8	3,75	4,30	16,13	11,53	5,75	-0,01	-1,80	28,85	18,90	28,85	71,15
9	5,25	4,30	22,58	16,03	5,75	-4,51	-1,80	34,78	51,85	494,06	125,01
10	4,40	4,30	18,92	20,85	5,75	-9,33	-1,80	29,15	30,52	1844,12	91,82
Tot			182,10	115,28	37,75					8657,44	1044,52

$$I_{xr} = I_{xG} + S_i \cdot Dx^2$$

$$I_{yr} = I_{yG} + S_i \cdot Dy^2$$

Avec :

$I_{xr}, I_{yr} \rightarrow$ Inerties totales du radier dans les deux sens.

$X_{Gr} ; Y_{Gr} \rightarrow$ Centre de gravité du radier.

$S_i \rightarrow$ Aire du panneau (i) dans le repère passant par son centre de gravité.

$D \rightarrow$ Distance entre le centre de gravité et celui du panneau (i)

VI.4.8.3. Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

$$X_G = \frac{\sum X_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 11.53 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 3.95 \text{ m}$$

VI.4.8.4. Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :

$$X_{Gb} = 11,52 \text{ m}$$

$$Y_{Gb} = 4,17 \text{ m}$$

VI.4.8.5. Détermination de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_x = |X_{Gb} - X_{Gr}| \\ e_y = |Y_{Gb} - Y_{Gr}| \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_x = |11,52 - 11,53| = 0,01 \text{ m} \\ e_y = |3,95 - 4,17| = 0,22 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est **négligeable**, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI.4.9. Vérification de la stabilité de radier :

Lorsque des charges horizontales telles que les forces sismiques sont appliquées, cela engendre un moment de renversement sous le radier. Les extrémités du radier doivent donc être vérifiées dans les deux sens, à la fois transversalement et longitudinalement, sous les combinaisons de charges suivantes :

$\rightarrow G + Q \pm E$: pour les contraintes maximales de compression

$\rightarrow 0,8 G \pm E$: pour vérifier le non soulèvement des fondations

Les contraintes sous le radier sont caractérisées par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} Y \leq 1,5 \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

VI.4.10. Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$N = N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bâtiment}} + Q$$

$$N = (209,10 \times 25 \times 0,8) + 14948,39 = 19130,39 \text{ KN}$$

On a:

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1,5 \text{ bars}$$

$$\rightarrow 1,5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{S_r} = \frac{19130,39}{209,10} = 0,091 \text{ Mpa} < 1,5 \times \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0,225 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

VI.4.11. Vérification de la stabilité du radier :

D'après le **RPA99 /V2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

$$L_x = 23,05 \text{ m}$$

$$L_y = 7,90 \text{ m}$$

Selon le sens X :

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{N \times e_x}{N} \rightarrow e_x = 0,01 \text{ m} \leq \frac{L}{4} = \frac{23,05}{4} = 5,76 \text{ m}$$

$$0,01 \text{ m} < 5,76 \text{ m}$$

$$e_x < \frac{L}{4} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

Selon le sens Y:

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{N \times e_y}{N} \rightarrow e_y = 0,22 \text{ m} \leq \frac{L}{4} = \frac{7,90}{4} = 1,975 \text{ m}$$

$$0,22 \text{ m} < 1,975 \text{ m}$$

$$e_y < \frac{L}{4} \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

VI.4.12. Vérification de la compression :

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G \leq 1,5 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$1,5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ bars}$$

Selon le sens X :

$$X_{\text{Gr}} = 11,53 \text{ m}$$

$$I_{\text{xr}} = 8657,44 \text{ m}^4$$

$$M_x = N \times e_x = 19130,39 \times 0,01 = 191,30 \text{ KN.m}$$

$$N = 19130,39 \text{ KN}$$

$$S_r = 209,10 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{\text{xx}}} X_{\text{Gr}} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{\text{xx}}} X_{\text{Gr}} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{19130,39}{209,10} + \frac{191,30}{8657,44} \times 11,53 = 91,74 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{19130,39}{209,10} - \frac{191,30}{8657,44} \times 11,53 = 91,23 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(91,74) + 91,23}{4} = 91,61 \text{ KN/m}^2 \leq 225 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark \end{cases}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

Selon le sens Y :

$$Y_{\text{Gr}} = 3,95 \text{ m}$$

$$I_{\text{yr}} = 1044,52 \text{ m}^4$$

$$M_y = N \times e_y = 0 \text{ KN.m}$$

$$N = 19130,39 \text{ KN}$$

$$S_r = 209,10 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} Y_{Gr} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} Y_{Gr} \\ \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{19130,39}{209,10} = 91,49 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{19130,39}{209,10} = 91,49 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 91,49 + 91,49}{4} = 91,49 \text{ KN/m}^2 \leq 225 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark \end{cases}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

VI.5.FERRAILLAGE DU RADIER :

Le radier agit comme un plancher inversé, avec des appuis formés par les voiles, soumis à une pression uniforme résultant du poids propre de la structure et des charges supplémentaires. Ainsi, les méthodes fournies par le **BAEL 91** peuvent être utilisées comme référence dans ce contexte.

La fissuration est considérée comme particulièrement dommageable, car le radier peut être alternativement immergé et émergé dans de l'eau douce.

VI.5.1. Méthode de calcul :

Les panneaux seront traités comme des dalles supportées sur leurs **4 côtés** et soumises aux contraintes du sol, en tenant compte des variations de moments conformément aux conditions combinées définies par le **CBA93**. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de largeur unitaire (1m).

→ Dans le sens de grande portée : $M_X = \mu_X \cdot q \cdot l_x^2$

→ Dans le sens de petite portée : $M_Y = \mu_Y \cdot M_X$

Avec :

μ_X, μ_Y : Sont des coefficients fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On prend (**0 à l'ELS ; 0.2 à l'ELU**)

Dans le processus de calcul, nous supposons que les panneaux sont partiellement encastrés au niveau des appuis, permettant ainsi de déterminer les moments aux appuis.



Figure 80 - Chois le panneau le plus sollicitée.

- Moment en travée $\rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_X \\ M_{ty} = 0,85M_Y \end{cases}$
- Moment sur appuis de rive $\rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_X \\ M_{ay} = 0,3M_Y \end{cases}$
- Moment sur les autres appuis $\rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 0,5M_X \\ M_{ay} = 0,5M_Y \end{cases}$

Evaluation des charges et surcharges :

ELU :

$$q_u = \frac{(N_u + P_{rad})}{S_{rad}} = \frac{20786,42 + (1,35 \times 209,10 \times 25 \times 0,8)}{209,10}$$

$$\rightarrow q_u = 126,41 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = \frac{(N_{ser} + P_{rad})}{S_{rad}} = \frac{14948,39 + (209,10 \times 25 \times 0,8)}{209,10}$$

$$\rightarrow q_{ser} = 91,49 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.2. Ferraillage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité (panneau 7 et 9)

$$\rightarrow L_x = 4,30 \text{ m}$$

$$\rightarrow L_y = 5,25 \text{ m:}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{5,25} = 0,82$$

$0,4 < \rho = 0,82 \rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens

On utilise la méthode de **PIGEAUD** pour déterminer les moments unitaires qui dépendent du coefficient de POISON et de rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

ELU :

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0,82$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0542 \times 126,41 \times 4,30^2$$

$$\rightarrow M_x = 126,68 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 126,68 \times 0,631$$

$$\rightarrow M_y = 79,94 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$v = 0,2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,737 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,0610 \times 91,49 \times 4,30^2$$

$$\rightarrow M_x = 103,19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 103,19 \times 0,737$$

$$\rightarrow M_y = 76,05 \text{ KN.m}$$

VI.5.2.1. Calcul des sections d'armature :**ELU :****Selon X :**

$$M_{tx} = 0,85M_X = 0,85 \times 126,68 \rightarrow M_{tx} = 107,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 M_X = -0,5 \times 126,68 \rightarrow M_{ax} = -63,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 M_X = -0,3 \times 126,68 \rightarrow M_{ax} = -38,01 \text{ KN.m}$$

Selon Y :

$$M_{ty} = 0,85M_Y = 0,85 \times 79,94 \rightarrow M_{ty} = 67,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_X = -0,5 \times 79,94 \rightarrow M_{ay} = -39,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_X = -0,3 \times 79,94 \rightarrow M_{ay} = -23,98 \text{ KN.m}$$

ELS :**Selon X :**

$$M_{tx} = 0,85M_X = 0,85 \times 103,19 \rightarrow M_{tx} = 87,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 M_X = -0,5 \times 103,19 \rightarrow M_{ax} = -51,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,3 M_X = -0,3 \times 103,19 \rightarrow M_{ax} = -30,96 \text{ KN.m}$$

Selon Y:

$$M_{ty} = 0,85M_Y = 0,85 \times 76,05 \rightarrow M_{ty} = 64,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_X = -0,5 \times 76,05 \rightarrow M_{ay} = -38,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_X = -0,3 \times 76,05 \rightarrow M_{ay} = -22,82 \text{ KN.m}$$

VI.5.2.2. Détermination de l'armature As :**Selon X:****En travée : $M_{tu} = 107,68 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{107,68 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,50)^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,037 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

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

$$\alpha = 0,047 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha = 0.038$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,038 \times 1 \times (0,9 \times 0,50) \times \frac{14,2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 6,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ax} = -63,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{63,34 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,50)^2 \times 14,2}$$

$$0,022 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022})$$

$$\alpha = 0,028 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha = 0.022$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,022 \times 1 \times 0,45 \times \frac{14,2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 4,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis de rive : } M_{ax} = -38,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{38,01 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,50)^2 \times 14,2}$$

$$0,013 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013})$$

$$\alpha = 0,016 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha = 0,013$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,013 \times 1 \times 0,45 \times \frac{14,2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 2,39 \text{ cm}^2$$

Selon Y :

$$\text{En travée : } M_{ut} = 67,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{67,95 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,50)^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024})$$

$$\alpha = 0,03 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha = 0,0124$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,024 \times 1 \times 0,45 \times \frac{14,2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 4,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ay} = -39,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39,97 \times 10^{-3}}{1 \times (0,45)^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014})$$

$$\alpha = 0,018 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,014$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,014 \times 1 \times 0,45 \times \frac{14,2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appuis de rive : } M_{ay} = -23,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{1 \times (0,45)^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,008 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

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

$$\alpha = 0,010 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha = 0,008$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,008 \times 1 \times 0,45 \times \frac{14,2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 1,47 \text{ cm}^2$$

VI.5.2.3. Condition de non-fragilité :

La condition de non-fragilité pour les éléments soumis à la flexion impose que :

$$A_{smin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times (0,9 \times 0,50) \times \frac{2,1}{400}$$

$$\rightarrow A_{smin} = 5,44 \text{ cm}^2$$

Selon X :**En travée :**

$$A_{smin} = 5,44 \text{ cm}^2 < A_s = 6,98 \text{ cm}^2$$

On adopte $\rightarrow$ 5 HA 14 $\Rightarrow A_s = 7,70 \text{ cm}^2$

Sur les autres appuis :

$$A_{smin} = 5,44 \text{ cm}^2 > A_s = 4,04 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA 12 $\rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

Sur appuis de rive :

$$A_{smin} = 5,44 \text{ cm}^2 > A_s = 2,39 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA 12 $\rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

Selon Y :**En travée :**

$$A_{smin} = 5,44 \text{ cm}^2 > A_s = 4,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA 12 $\rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$A_{smin} = 5,44 \text{ cm}^2 > A_s = 1,47 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA 12 $\rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

Sur appuis de rive :

$$A_{smin} = 5,44 \text{ cm}^2 > A_s = 2,57 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA 12 $\rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

VI.5.2.4. L'espacement des armatures :**Selon X :**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min \{3 \times 50 ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

On adopte $\rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Selon Y :

$$S_t \leq \min \{4h ; 44\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min \{4 \times 50 ; 44\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 44\text{cm}$$

On adopte $\rightarrow S_t = 20\text{cm}$

VI.5.2.5. Ferrailage transversal :

$$q_u = 126,41 \text{ KN/m}^2$$

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

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

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times \frac{L}{2} = 129,41 \times 10^{-3} \times \frac{5,25}{2}$$

$$V_u = 0,34 \text{ MPa}$$

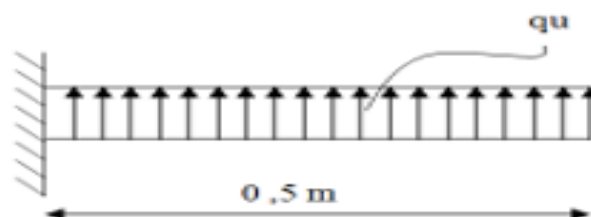
$$\tau_u = \frac{0,34}{1 \times 0,45} = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire

VI.5.3. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur **L=50 cm**, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de **1m**.

$b = 1\text{m}$; $h = 0,50\text{m}$; $d = 0,45\text{m}$; Fissuration très préjudiciable.



- Figure 84 - Débordement du radier.

ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{126,41 \times 10^{-3} \times 0,5^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 0,016 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,016}{1 \times (0,9 \times 0,50)^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,0056 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0056})$$

$$\alpha = 0,0070 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,0056$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,0056 \times 1 \times (0,9 \times 0,50) \times \frac{14,2}{348}$$

$$A_s = 1,03 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{\max} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} = \frac{91,49 \times 10^{-3} \times 0,5^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 0,011 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,011}{1 \times (0,9 \times 0,50)^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,0038 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0038})$$

$$\alpha = 0,0048 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,0038$$

$$A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s} = 0,0038 \times 1 \times (0,9 \times 0,50) \times \frac{14,2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc, } A_s = \max\{1,03; 0,70\} = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis extérieurs.

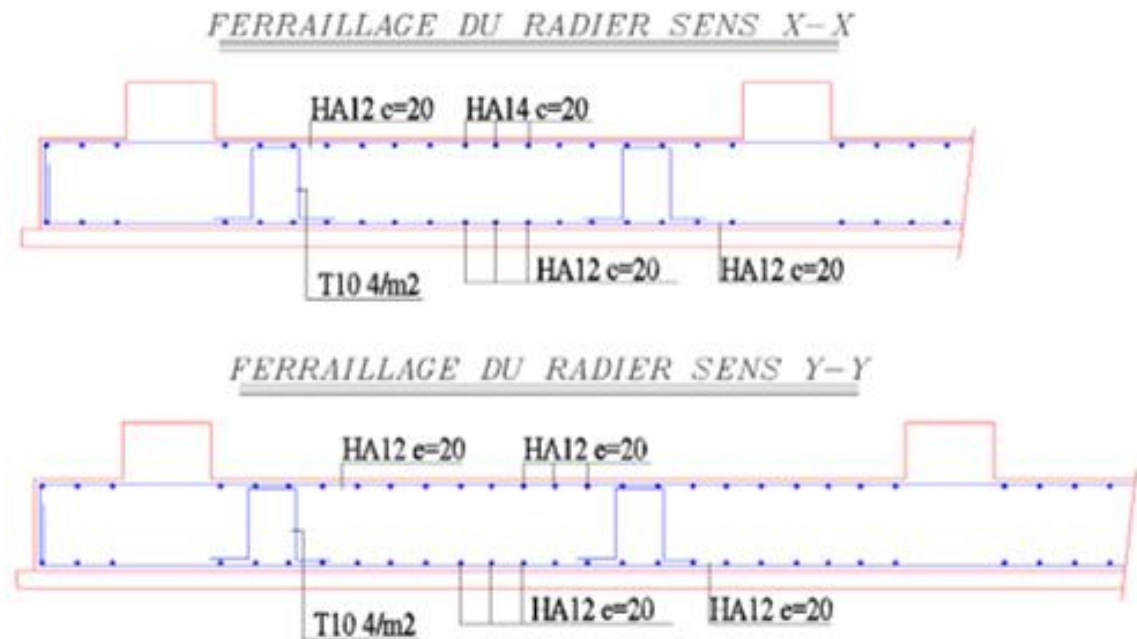
VI.5.4. Schéma de ferrailage de radier :

Figure 81 - schéma de ferrailage de radier dans le sens X et Y

VI.6. ETUDE DES NERVURES :**VI.6.1. 1-Définition :**

Les nervures servent d'appuis au radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale.

Pour la simplification des calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

On calcul ferrailage de nervure **la plus sollicitée**, et on l'adopte pour les autres nervures.

VI.6.1.1. Charges triangulaires :

$$P_{\text{triangulaire}} = \frac{1}{3} \times q \times L$$

p=charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge triangulaire.

VI.6.1.2. Charges trapézoïdales :

$$P_{\text{trapiz}} = \frac{q \times L}{2} \times \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right)$$

P : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge trapézoïdale.

Les sollicitations sur les nervures :

$$q_u = \frac{N_u + 1,35 G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{20786,42 + 1,35 \times 4182}{209,10}$$

$$q_u = 126,41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}} + G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{14948,39 + 4182}{209,10}$$

$$q_{\text{ser}} = 91,49 \text{ KN/m}^2$$

Selon X-X :

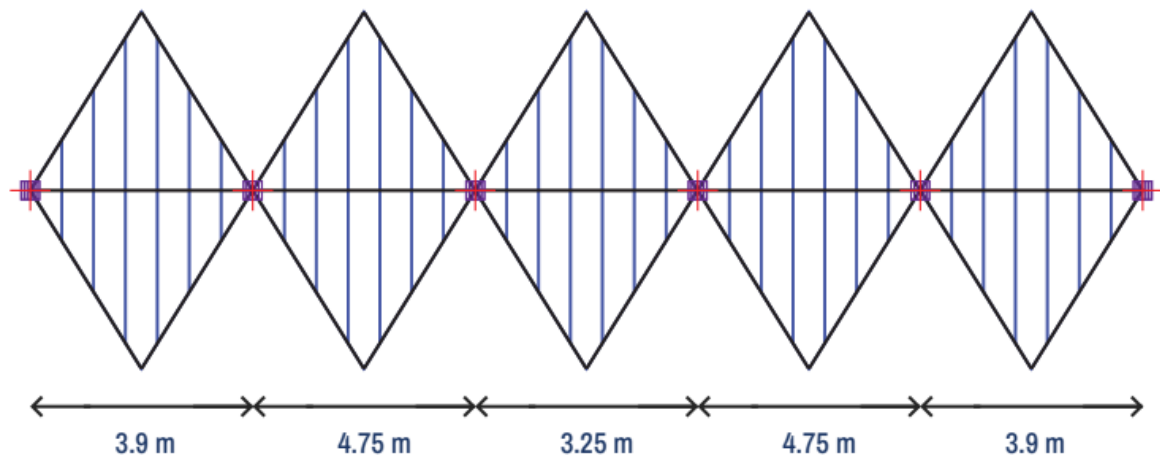


Figure 82 - Les charges revenant à la nervure sens X

- A ELU :

Tableau 51 - Charges de nervure à ELU selon X

Travée	q_u [KN/m ²]	L [m]	P_{trian} [KN]	P_{tot} [KN]
1	126,41	3,90	164,33	328,7
2	126,41	4,75	200,15	400,3
3	126,41	3,25	136,94	273,9
4	126,41	4,75	200,15	400,3
5	126,41	3,90	164,33	328,7
P_u équi = 353,13 KN				1731,80

- ELS :

Tableau 52 - Charges de nervure à ELS selon X

Travée	q_u [KN/m ²]	L [m]	P_{trian} [KN]	P_{tot} [KN]
1	91,49	3,90	118,94	237,88
2	91,49	4,75	144,86	289,72
3	91,49	3,25	99,11	198,22
4	91,49	4,75	144,86	289,72
5	91,49	3,90	118,94	237,88
$P_{\text{ser équi}} = 233,30 \text{ KN}$				1253,42

Selon Y-Y:

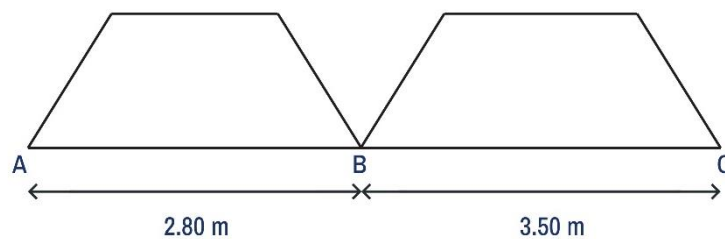


Figure 83 - Les charges revenant à la nervure sens Y

- A ELU :

Tableau 53 - Charges de la nervure à L'ELU sens Y

Travée	q_u [KN/m ²]	L [m]	ρ	P_{trap} [KN]	P_{tot} [KN]
A	126,41	2,80	0,72	146,39	292,78
B	126,41	3,50	0,90	161,49	322,98
$P_u \text{ équi} = 309,56 \text{ KN}$					615,76

$$\rho_2 = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,80}{3,90} = 0,72$$

$$\rho_2 = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{3,90} = 0,90$$

- A ELS :

Tableau 54 - Charges de la nervure à L'ELS sens Y

Travée	q_u [KN/m ²]	L [m]	ρ	P_{trap} [KN]	P_{tot} [KN]
A	91,49	2,80	0,72	105,95	211,90
B	91,49	3,50	0,90	116,88	233,60
$P_{ser\ équi} = 223,96 \text{ KN}$					445,50

VI.6.2. Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

VI.6.2.1. Moment isostatique

- Travée A :

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{309,56 \times 2,8^2}{8}$$

$$\rightarrow M_0 = 303,37 \text{ KN.m}$$

- Travée B :

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{309,56 \times 3,5^2}{8}$$

$$\rightarrow M_0 = 474,13 \text{ KN.m}$$

- Appui de rive :

$$M_a = 0,15 \times M_0 = 0,15 \times 303,37$$

$$\rightarrow M_a = 45,51 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,15 \times M_0 = 0,15 \times 474,13$$

$$\rightarrow M_a = 71,20 \text{ KN.m}$$

VI.6.2.2. Le moment sur appuis intermédiaire

$$M_a = \frac{p_w \times L'_w + P \times L'_e}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{309,56 \times 2,8^2 + 309,56 \times 3,5^2}{8.5 \times (2,8 + 3,5)}$$

$$\rightarrow M_a = 116,14 \text{ KN.m}$$

VI.6.2.3. L'effort tranchant :

- Travée A :

$$V_{wA} = \frac{M_{a0} - M_{a1}}{L} - \frac{p \times l}{2} = \frac{-45,51 + 116,14}{2,8} - \frac{309,56 \times 2,8}{2}$$

$$\rightarrow V_{wA} = -409,16 \text{ KN}$$

- Travée B :

$$V_{wB} = \frac{M_{B0} - M_{B1}}{L} - \frac{p \times l}{2} = \frac{-116,14 + 71,20}{3,5} - \frac{309,56 \times 3,5}{2}$$

$$\rightarrow V_{wB} = -554,57 \text{ KN}$$

$$V_{eB} = V_{w1} + P \times L = -409,16 + 309,56 \times 3,5$$

$$\rightarrow V_{eB} = 674,30 \text{ KN}$$

VI.6.2.4. Calcul le moment en travée

- Travée A :

$$X_{0A} = \frac{-V_{wA}}{P} = \frac{409,16}{309,56} = 1,32 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX } T_A} = M_a - V_{wA} \times X_{0A} - P \times \frac{X_{0A}^2}{2}$$

$$M_{\text{MAX } T_A} = -45,51 + 409,16 \times 1,32 - 309,56 \times \frac{1,32^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\text{MAX } T_A} = 224,89 \text{ KN.m}$$

- Travée B :

$$X_{0A} = \frac{-V_W}{P} = \frac{554,57}{309,56} = 1.79m$$

$$M_{MAX \text{ TB}} = M_a - V_{WB} \times X_{0B} - P \times \frac{X_{0B}^2}{2}$$

$$M_{MAX \text{ TB}} = -81,20 + 554,57 \times 1.79 - 309,56 \times \frac{1.79^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{MAX \text{ TB}} = 415,55 \text{ KN.m}$$

VI.6.3. CALCUL DE FERRAILLAGE

ELU :

- Moment sur appuis : $M_a = 116,14 \text{ KN.m}$
- Moment en travée $M_t = 415,55 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant $T_{MAX} = 554,57 \text{ KN}$

ELS :

- Moment sur appuis $M_a = 80,02 \text{ KN.m}$
- Moment en travée $M_t = 305,93 \text{ KN.m}$

Tableau 55 les moments

	Moment sur appuis (KN.m)	Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Elu	116,14	415,55	554,57
Els	80,02	305,93	

VI.6.3.1. CALCUL DES ARMATURES

- En travée :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{cb}} = \frac{415,55 \times 10^{-3}}{0.5 \times (0.9 \times 0.8)^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.113 < 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.113 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.113})$$

$$\alpha = 0.150$$

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha = 0.8 \times 0.150 = 0.120$$

$$A_s = \beta_u \times d \times b \times \frac{f_{cb}}{\sigma_s} = \frac{0.12 \times 0.72 \times 0.5 \times 14.2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 17,62 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{cb}} = \frac{116,14 \times 10^{-3}}{0.5 \times (0.9 \times 0.8 \times 14.2)}$$

$$\mu = 0.032 < 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.032 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032})$$

$$\alpha = 0.041$$

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha = 0.8 \times 0.041 = 0.033$$

$$A_s = \beta_u \times d \times b \times \frac{f_{cb}}{\sigma_s} = \frac{0.033 \times 0.72 \times 0.5 \times 14.2}{348}$$

$$\rightarrow A_s = 4,85 \text{ cm}^2$$

- **Condition de fragilité :**

$$A_{S_{\text{Min}}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_z}$$

En appuis :

$$A_{S_{\text{Min}}} = 0.23 \times 50 \times 72 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = 4,35 \text{ cm}^2$$

Sur travée :

$$A_{S_{\text{Min}}} = 0.23 \times 50 \times 72 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{S_{\text{Min}}} = 4,35 \text{ cm}^2$$

- **Sections minimales des aciers selon RPA99/2003 :**

En appuis :

$$A_{S_{\text{RPA}}} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 50 \times 80 = 20 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{S_{RPA}} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 50 \times 80 = 20 \text{ cm}^2$$

- **Section adoptée :**

En appuis :

$$A_{S_{\max}} = \max (A_{S_{RPA}}, A_{S_{\min}}, A_S) = (20; 4,35; 4.85)$$

$$A_{S_{\max}} = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\rightarrow A_S = 4HA20 + 4HA16 = 20,54 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_S = \max (20; 4,35; 17,62)$$

$$A_S = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\rightarrow A_S = 4HA20 + 4HA16 = 20,54 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage des acier (A.7.5.2.1 RPA99/2003)**

En appuis :

Zone courante :

$$A_{S_{\max}} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 80$$

$$A_S = 20,54 \text{ cm}^2 < A_{S_{\max}} = 160 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

Zone de recouvrement :

$$A_{S_{\max}} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 80$$

$$A_S = 20,54 \text{ cm}^2 < A_{S_{\max}} = 160 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

En travée :

Zone courante :

$$A_{S_{\max}} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 80$$

$$A_S = 20,54 \text{ cm}^2 < A_{S_{\max}} = 160 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

Zone de recouvrement :

$$A_{S_{\max}} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 50 \times 80$$

$$A_S = 20,54 \text{ cm}^2 < A_{S_{\max}} = 180 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \checkmark$$

VI.6.3.2. Calcul de l'espacement

- **L'espacement maximal des cadre (Selon CBA93) :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 72; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(64,80; 40 \text{ cm})$$

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

$$\rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **L'espacement minimal (Selon RPA99/2003) :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{60}{4}; 12 \times 2,5\right)$$

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

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

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

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{80}{2}$$

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

$$\rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement L :**

$$L = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

- **Section minimale des aciers :**

$$A_t \geq 0.003 \times s_t \times b$$

Zones nodales :

$$A_t \geq 0.003 \times 25 \times 50$$

$$A_t \geq 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_t: 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

VI.6.3.3. Vérification de l'effort tranchant (CBA 93) :

Il faut que : $\tau_u \leq \tau'_u$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par

$$\tau'_u \leq \left(0.15, \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ mpa} \rightarrow (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{554,57 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.72} = 1,54 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,54 \text{ Mpa} \leq \tau'_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV} \checkmark$$

- **Vérification à ELS :**

Il faut vérifier ce qui suit :

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Pour l'acier :

$$\sigma_s \leq \sigma'_s = \min\left\{\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$$

$$\sigma'_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y)$$

En travée :

$$B \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) - 30 \times (d \times A_s + d \times A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0$$

Donc :

$$By^2 + 30y A_s - 30d \times A_s = 0$$

$$50 \times y^2 + 30 \times 20,54 \times y - 30 \times 72 \times 20,54 = 0$$

$$50y^2 + 616,20y - 44366,40$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 616,20^2 - 4 \times 50 \times (-44366,40)$$

$$\Delta = 9252982,44$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = -36,58 \text{ cm}$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 24,26 \text{ cm}$$

VI.6.3.4. Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (d' - y)^2]$$

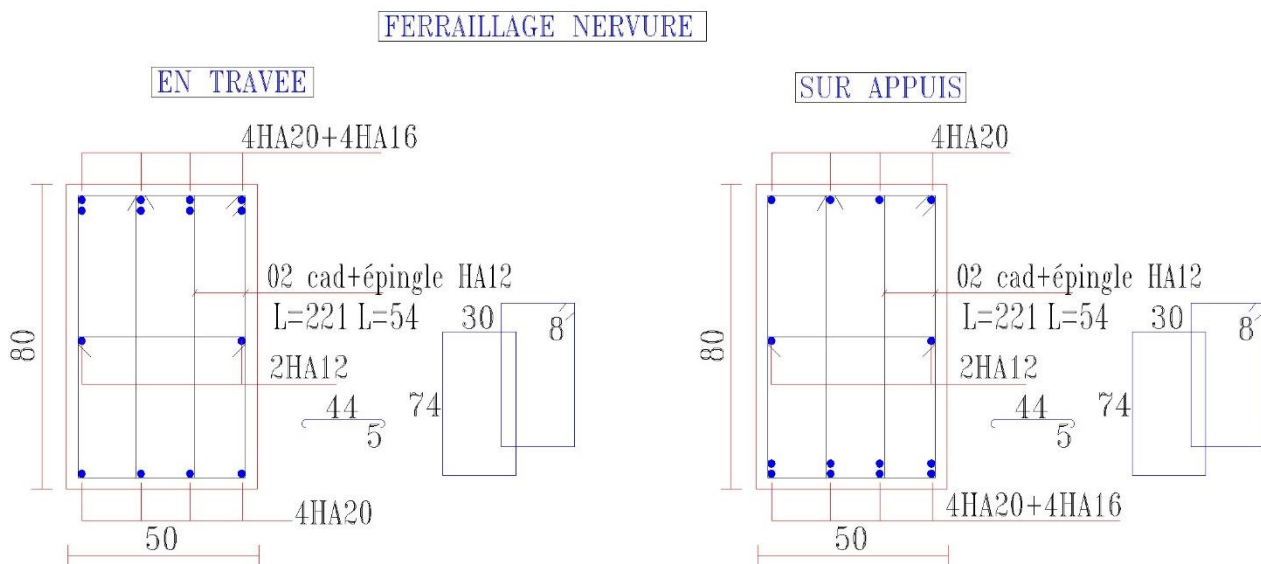
$$I = \frac{50 \times 24,26^3}{3} + 15[20,54 \times (72 - 24,26)^2]$$

$$\rightarrow I = 940162,46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{313,74 \times 10^{-3}}{940162,46 \times 10^{-8}} = 33,37$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_{\text{ser}} = 33,37 \times 24,26 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = 8,10 \text{ Mpa} < 15 \text{CV} \checkmark$$

VI.6.4. Schéma de ferrailage des nervures :**Figure 84 - Schème de ferrailage nervure**

Conclusion générale:

L'étude de projet est la première expérience qui nous a donné la chance d'utiliser notre bagage théorique acquis pendant notre cursus universitaire. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et nous a permis de résoudre les problèmes auxquels nous avons été confrontés pendant la préparation de ce mémoire.

D'abord, elle nous a permis de maîtriser le logiciel Robot Autodesk Structures 2010, qui est très pratique pour la conception, calcul et vérifications des bâtiments. Grâce à ce logiciel, l'estimation (modélisation de la masse de la structure) peut être faite avec un grand degré de précision.

Ainsi, que le bon pré dimensionnement et le calcul exact du ferrailage des éléments structuraux permettant d'assurer la stabilité vis-à-vis les actions et les charges appliquées à la structure.

Par ailleurs, l'expérience en calcul sismique nous a montré qu'une bonne disposition des voiles de contreventements permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, La forme régulière du bâtiment et la bonne disposition des voiles sont des facteurs favorables au comportement parasismique ainsi que diminué sa vulnérabilité.

Enfin, nous avons constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique, mais aussi sur la concordance avec le côté pratique, car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance & stabilité
- La durabilité
- L'économie

Ce travail n'est qu'une petite contribution que nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions futures.

ANNEXES

ANNEXES

ANNEXE 1 : PLAN DE SITUATION 36 LOGEMENTS

ANNEXE2 :: PLAN DE LA PARCELLE DU TERRAIN 36 LOGEMENTS LPA

ANNEXE 3 : PLAN DE MASSE 36 LOGMENTS LPA

ANNEXE 4: FAÇADE PRINCIPALE

ANNEXE 5 : FACADE POSTAIEURE

ANNEXE 6 : VUE EN PLAN DU COMMENCE BLOC CENTRAL

ANNEXE 7 : VUE EN PLAN DES BUREAUX BLOC CENTRAL

ANNEXE 8 : VUE EN PLAN DU RDC

ANNEXE 9 : VUE EN PLAN DU 2EME ET 3EME ETGAES

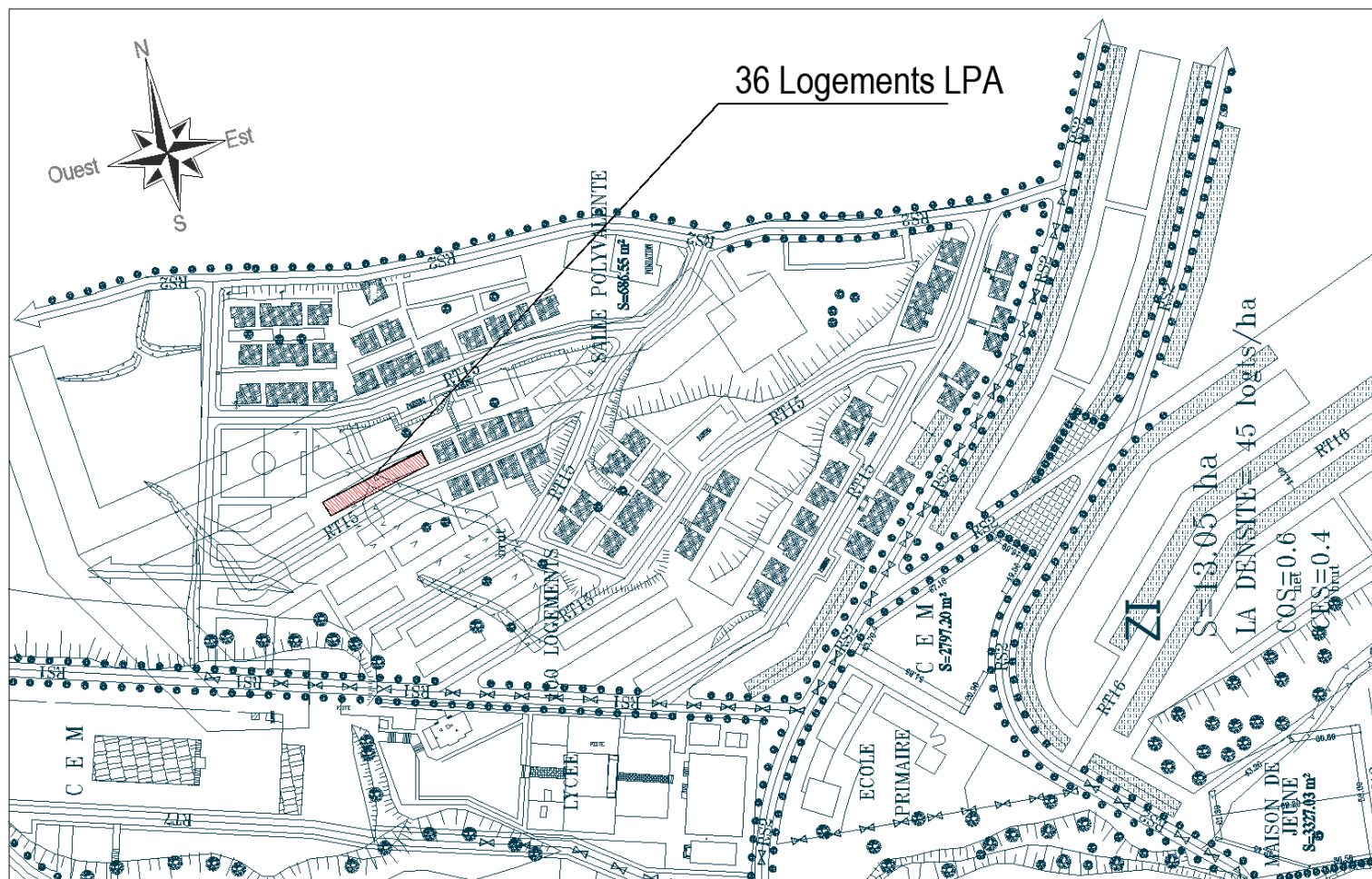
ANNEXE 10 : VUE EN PLAN DE LA TOITURE

ANNEXE 11 : TABLEAU DE SECTION FERRAILLAGE

ANNEXE 12 : ABAQUE DE CALCUL DE LA DALLE

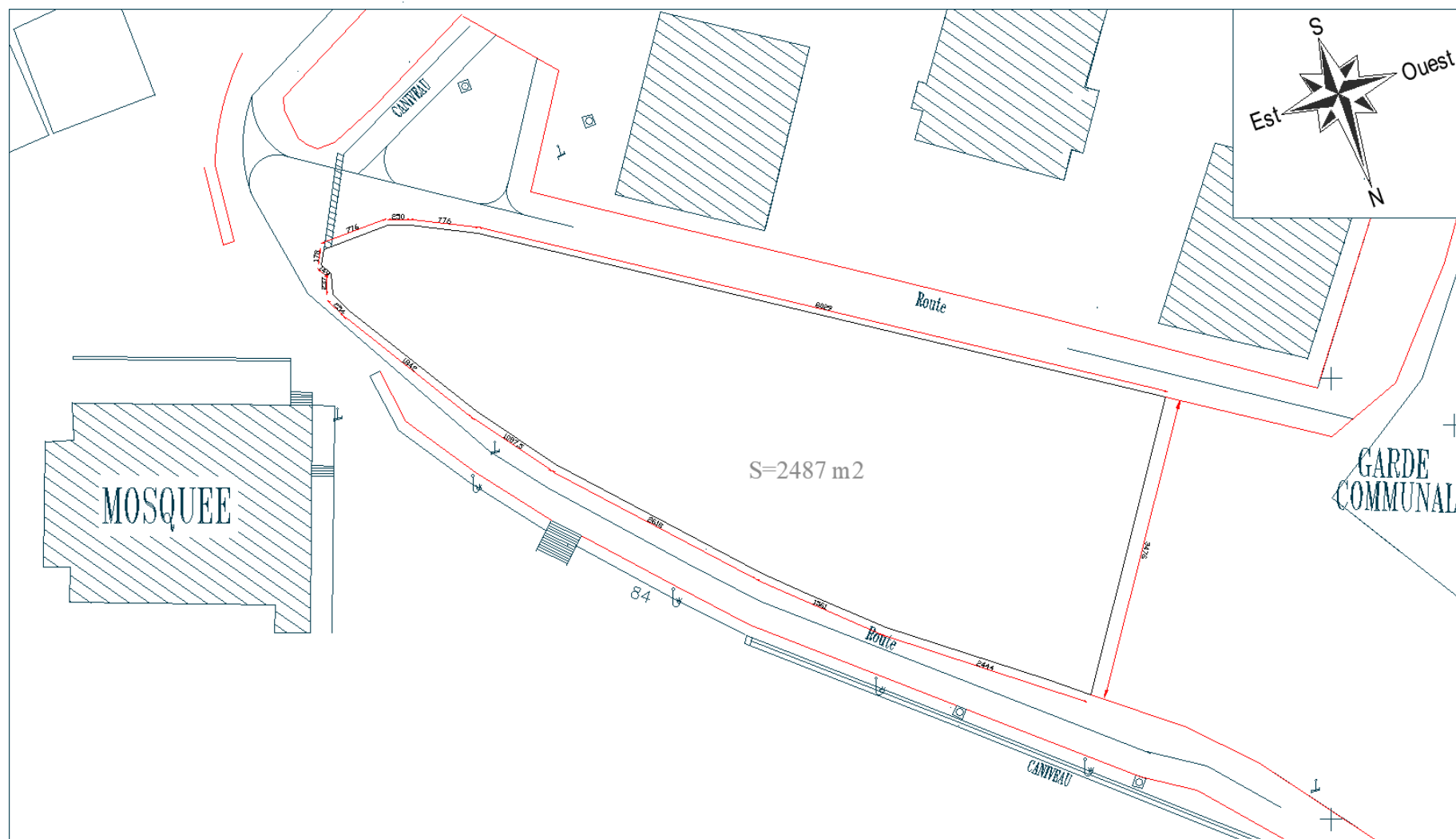
ANNEXE 13 : LA METHODE DE PIGEAUT

ANNEXE 1



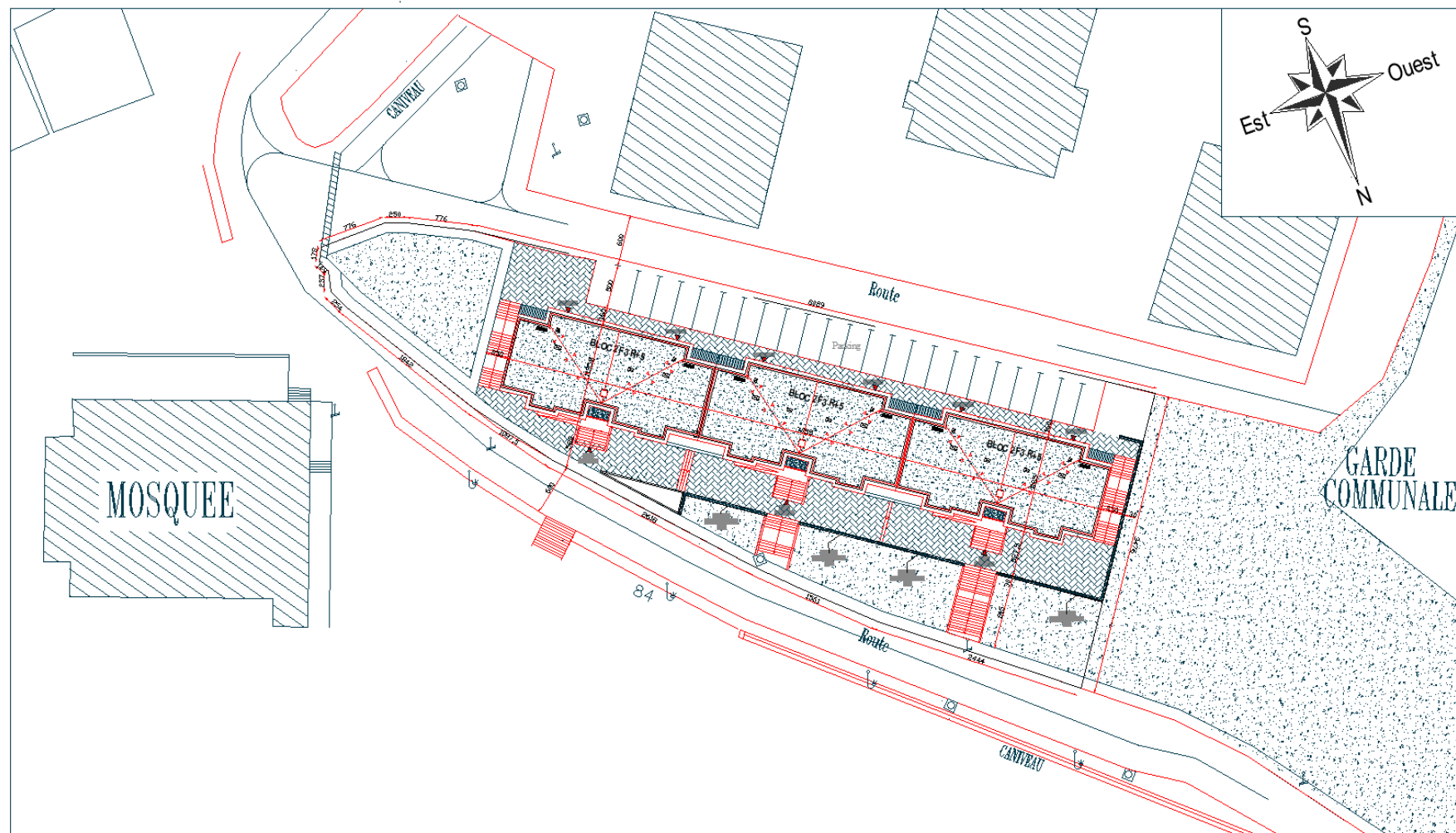
PLAN DE DE SITUATION 36 LOGEMENTS
ECH: 1/500

ANNEXE 2

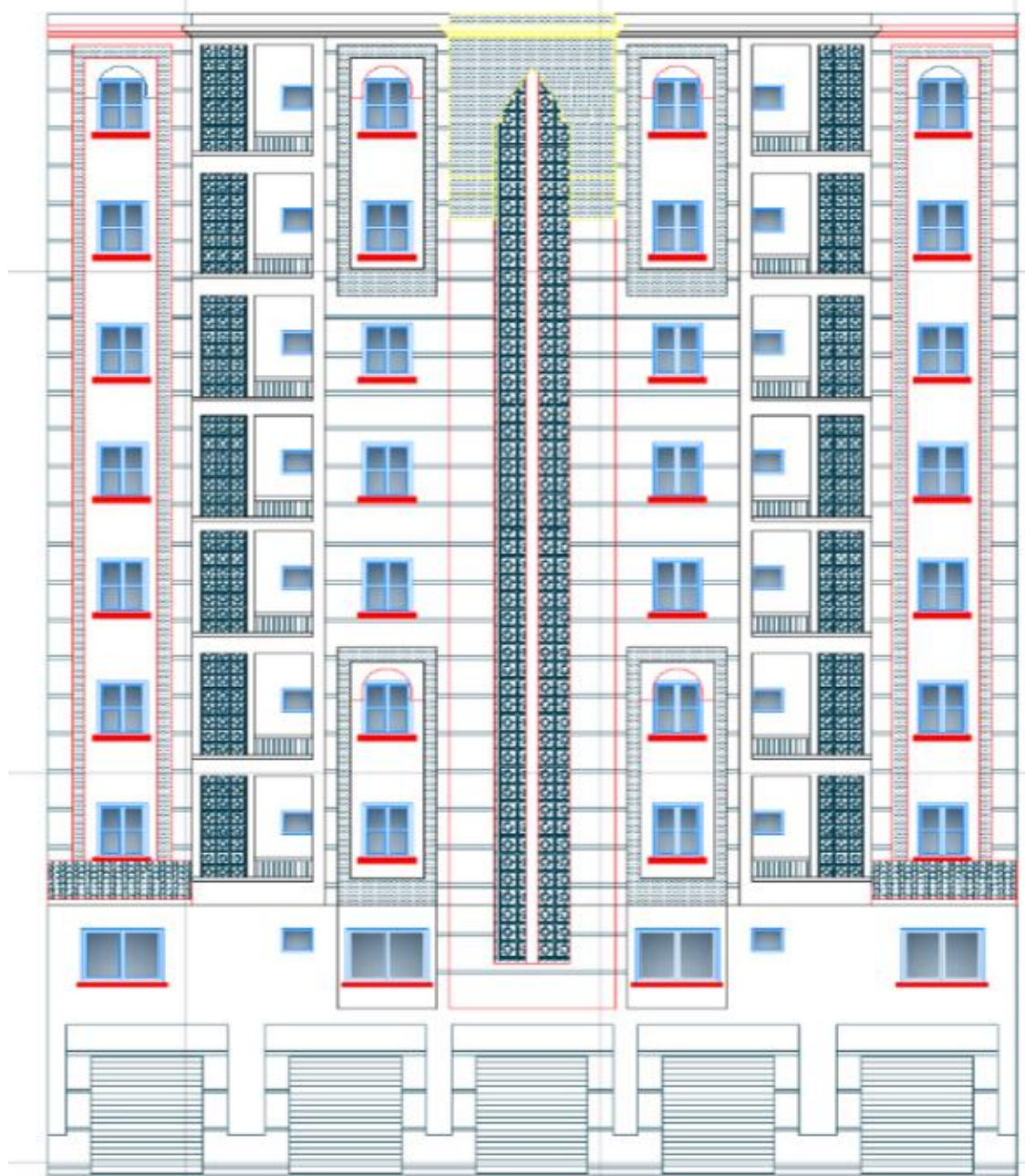


PLAN DE LA PARCELLE DE TERRAIN 36 LOGEMENT LPA ech:1/250

ANNEXES 3



PLAN DE MASSE 36 LOGEMENT LPA ech:1/250

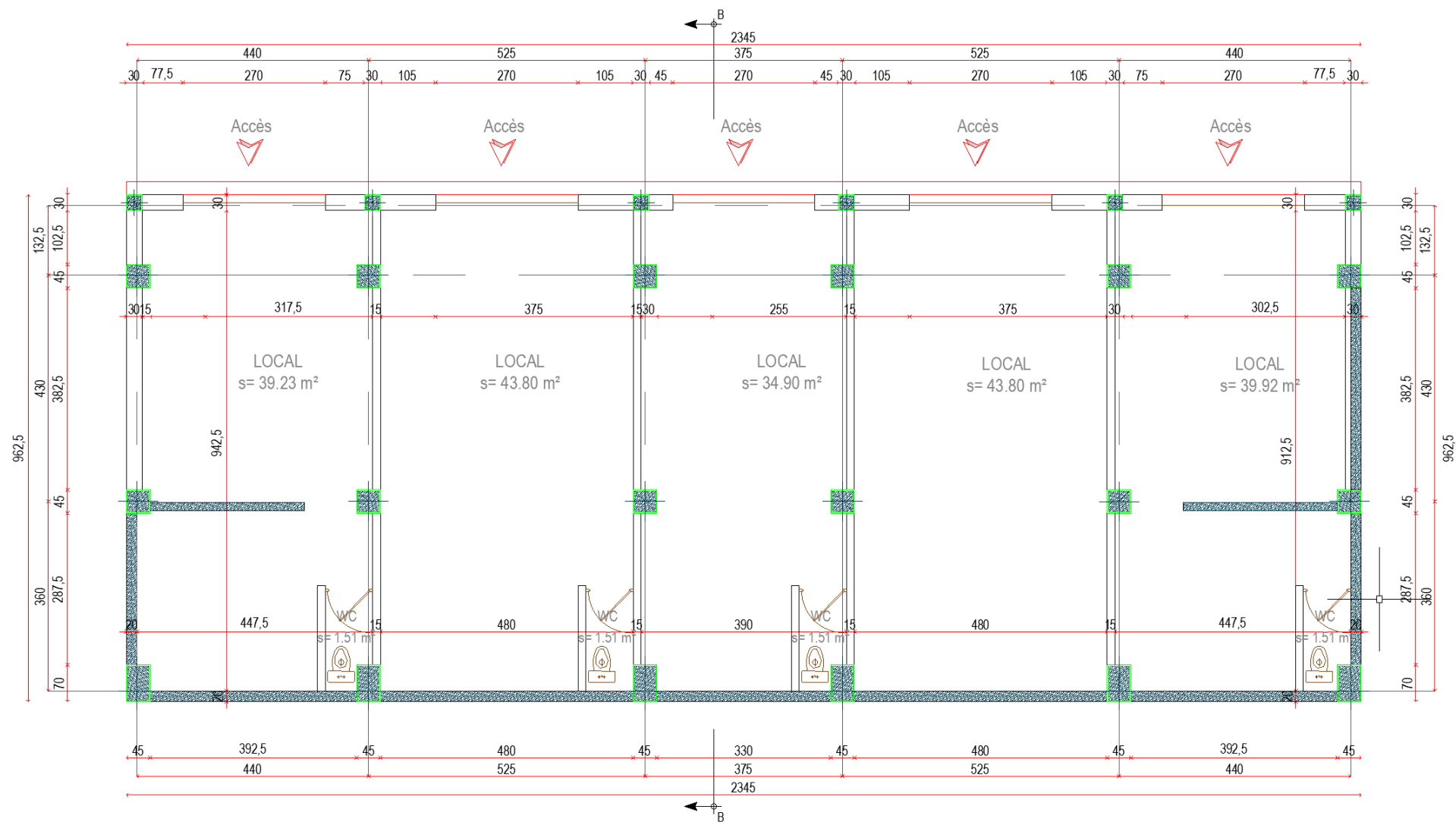


FAÇADE PRINCIPALE



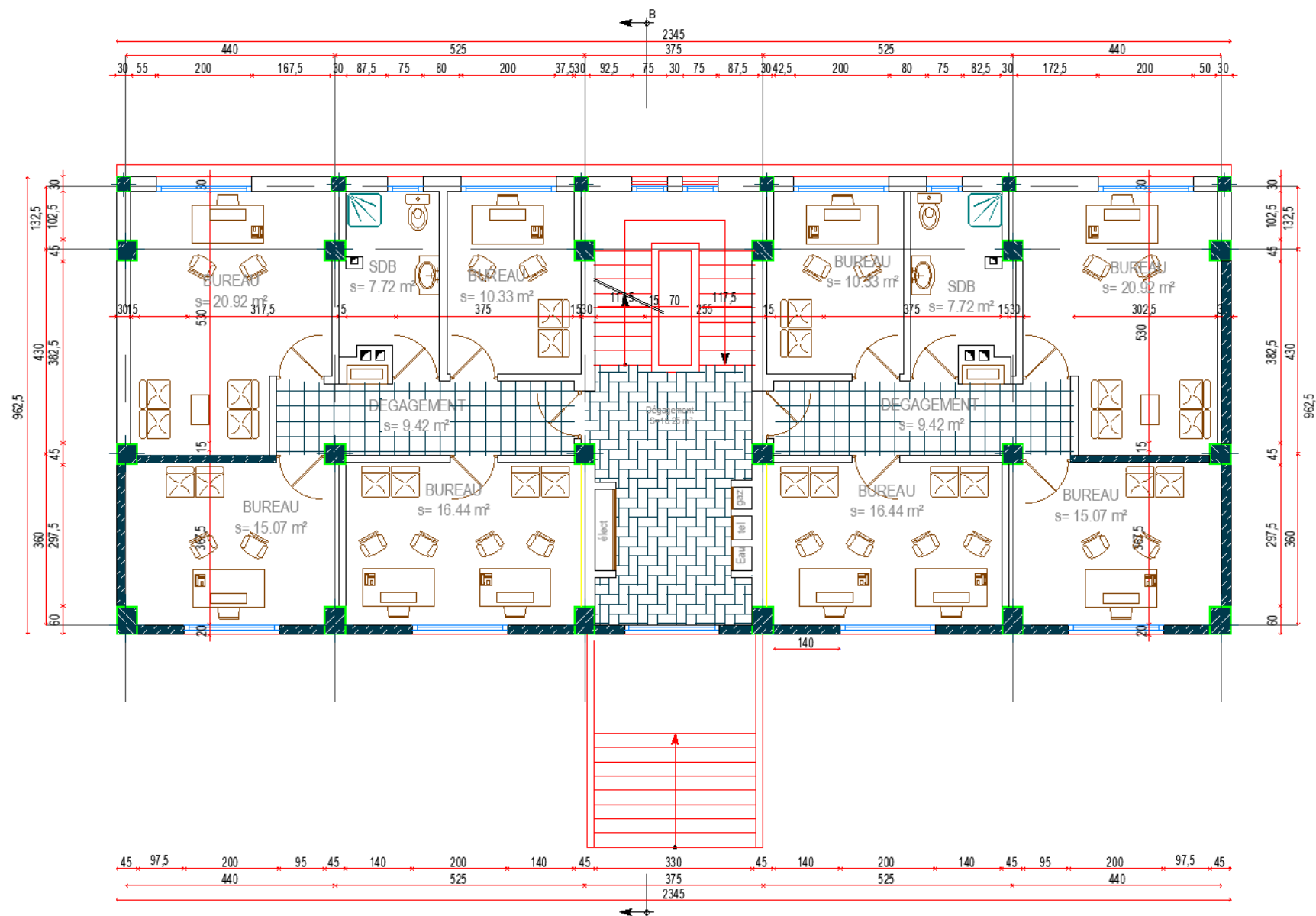
FAÇADE POSTERIEURE

ANNEXES 6



VUE EN PLAN DU COMMERCE BLOC CENTRAL ECH: 1/50

ANNEXES 7



VUE EN PLAN DES BUREAUX BLOC CENTRAL ECH: 1/50

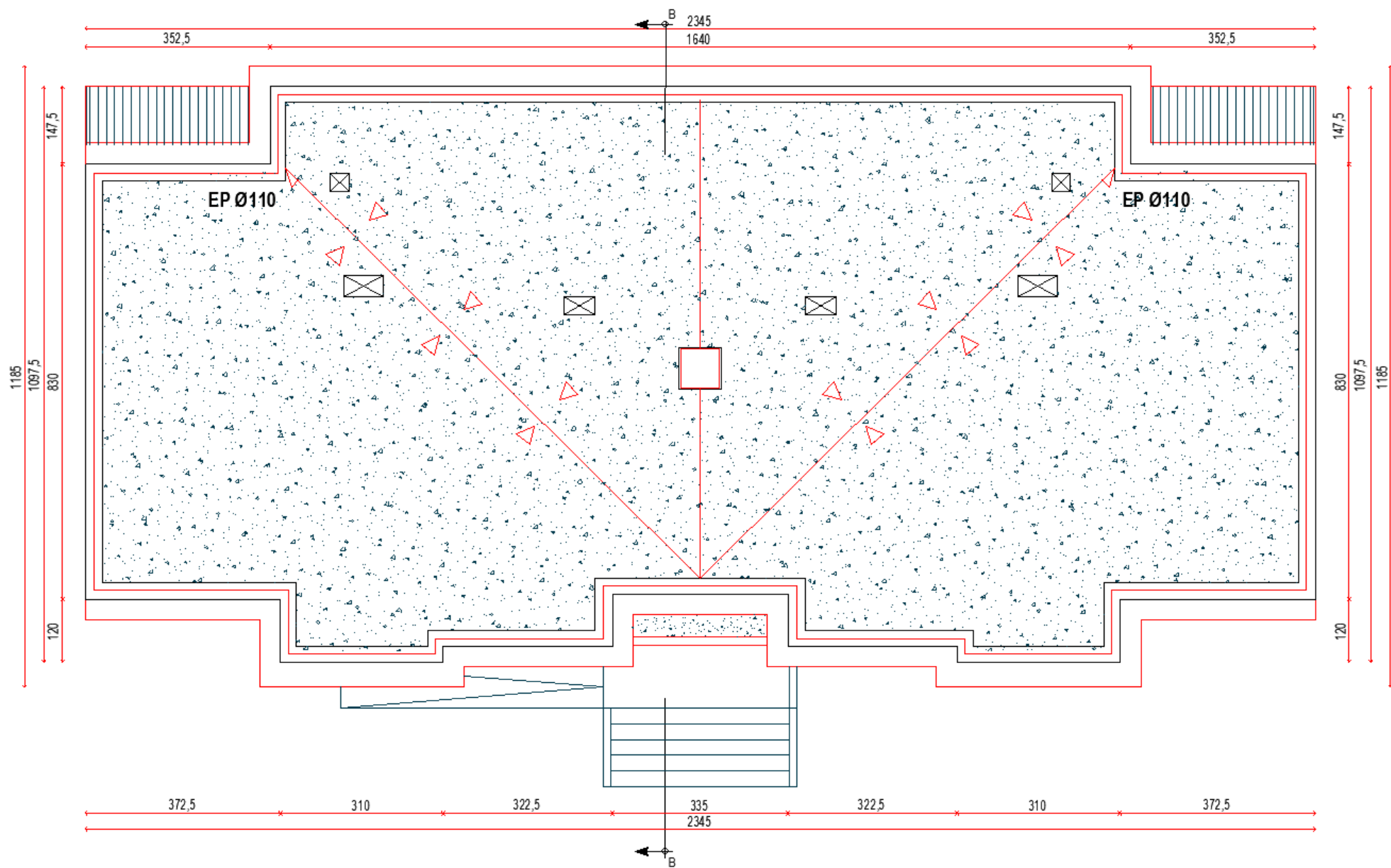
ANNEXES 8

VUE EN PLAN DU R.D.C (F3- F3) ECH: 1/50

VUE EN PLAN DU R.D.C (F3- F3) ECH: 1/50

VUE EN PLAN DU 2ème & 3ème ETAGE (F3- F3) ECH: 1/50

ANNEXES 10



VUE EN PLAN DE LA TOITURE (F3- F3) ECH: 1/50

ANNEXES 11

Tableau 2 : Section des aciers en fonction du diamètre et du nombre de barres

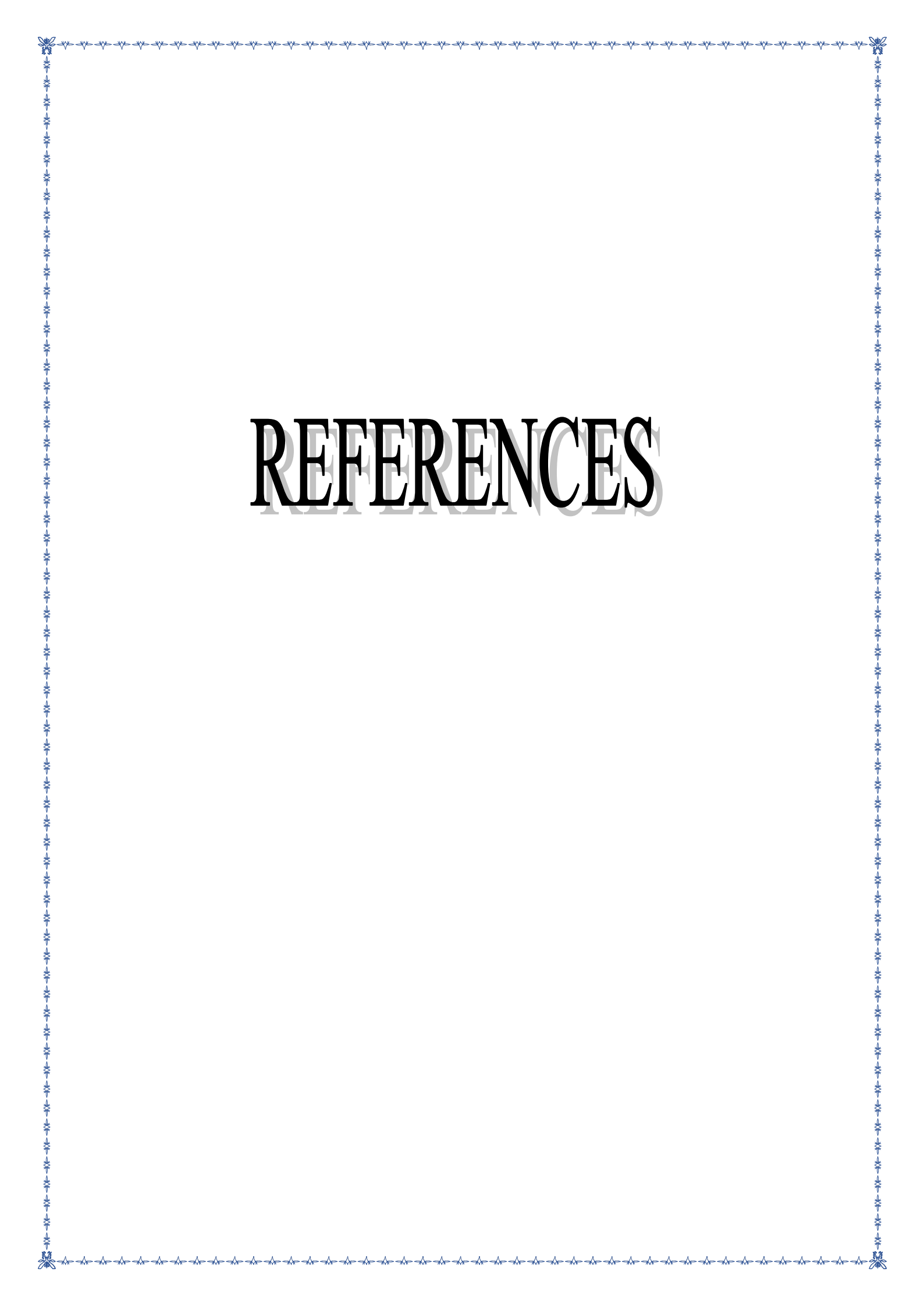
Diamètre (mm)	Poids (kg/m)	Périmètre (cm)	Section de n barres (cm²)									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,374	1,571	1,767	1,963
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,131	1,414	1,696	1,979	2,262	2,545	2,827
8	0,395	2,51	0,503	1,005	1,508	2,011	2,513	3,016	3,519	4,021	4,524	5,027
10	0,617	3,14	0,785	1,571	2,356	3,142	3,927	4,712	5,498	6,283	7,069	7,854
12	0,888	3,77	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,539	3,079	4,618	6,158	7,697	9,236	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,011	4,021	6,032	8,042	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,142	6,283	9,425	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,909	9,817	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

ANNEXES 12

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

$$\rho = 0.6$$

$\frac{v}{l_y} \backslash \frac{l_l}{l_x}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeurs de M_1	0.0	—	0.273	0.217	0.183	0.162	0.143	0.127	0.114	0.104	0.097
	0.1	0.310	0.249	0.208	0.178	0.158	0.141	0.126	0.113	0.103	0.096
	0.2	0.255	0.224	0.193	0.168	0.152	0.137	0.122	0.110	0.100	0.092
	0.3	0.220	0.200	0.176	0.158	0.144	0.130	0.117	0.106	0.097	0.088
	0.4	0.197	0.180	0.162	0.148	0.135	0.122	0.110	0.100	0.092	0.084
	0.5	0.177	0.162	0.149	0.137	0.125	0.113	0.103	0.094	0.087	0.078
	0.6	0.160	0.148	0.137	0.126	0.115	0.106	0.097	0.088	0.081	0.074
	0.7	0.144	0.135	0.124	0.114	0.106	0.098	0.090	0.082	0.075	0.068
	0.8	0.131	0.123	0.114	0.106	0.098	0.090	0.083	0.076	0.069	0.062
	0.9	0.119	0.112	0.104	0.097	0.090	0.083	0.076	0.069	0.063	0.057
	1.0	0.109	0.102	0.095	0.088	0.081	0.075	0.068	0.063	0.057	0.051
Valeurs de M_2	0.0	—	0.320	0.232	0.200	0.181	0.163	0.150	0.136	0.120	0.095
	0.1	0.170	0.160	0.150	0.144	0.136	0.127	0.118	0.107	0.098	0.079
	0.2	0.110	0.109	0.107	0.103	0.100	0.096	0.089	0.083	0.076	0.061
	0.3	0.084	0.083	0.082	0.080	0.078	0.074	0.070	0.065	0.059	0.049
	0.4	0.064	0.064	0.063	0.062	0.060	0.057	0.053	0.050	0.048	0.043
	0.5	0.049	0.049	0.049	0.048	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039
	0.6	0.044	0.044	0.044	0.044	0.043	0.042	0.040	0.038	0.037	0.031
	0.7	0.038	0.038	0.038	0.038	0.037	0.036	0.034	0.033	0.031	0.026
	0.8	0.033	0.033	0.033	0.033	0.032	0.030	0.029	0.028	0.026	0.021
	0.9	0.028	0.028	0.028	0.028	0.027	0.026	0.024	0.023	0.022	0.018
	1.0	0.023	0.023	0.023	0.023	0.022	0.021	0.019	0.018	0.017	0.015

A decorative border with a repeating floral pattern in a light blue color, framing the entire page.

REFERENCES

REFERENCES

Règlements :

- RPA 99 version 2003 " Règlement parasismique Algérienne version 2003 "
- CBA 93N " Règles de conception et calcul des structures en béton armée "
- BAEL 91 " Béton armée à l'état limite "
- DTR-B2.2" Document technique réglementaire (charge et surcharge) "

Cours :

- Cours Dynamique des structure Professeur" **Bouzed Hamoudi** "
- Cours Structure en Béton armée Monsieur "**Djebien Rachid** "
- Cours Béton armée Monsieur " **Bouziane Salah** "
- Cours Résistance des matériaux Monsieur "**Remmache abdelkrim** "
- Les mémoires fin d'étude « Benzahoul Asma 2017, Benredouane Tourtia 2017, Benmrabet Amine 2022, Boulbire Mohamed 2023, Tafahi 2023, Aloui Ahlem 2022, Baaziz Ahmed Amine »

Logiciel :

- Robot Structural Analysis Autodesk (RSA)2010
- AutoCAD 2024

Pack office:

- Excel 2016
- Word 2016