

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : GENIE CIVIL

Spécialité : Structure

Par : M^{elle} BENABDERRAHMANE NESRINE

Sujet

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION
(R.D.C+7ETAGES) DE FORME REGULIERE**

Soutenu publiquement, le 26 / 09 /2024, devant le jury composé de :

M^r BABA AHMED .S
Mme TALEB .O
M^r GHENNANI .A

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Président
Examinatrice
Encadrant

Année universitaire : 2024 / 2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

إهداء إلى الأستاذ المشرف

إلى أستاذي الفاضل، الدكتور [غثاني.ب]، الذي لم يدخر جهدًا في توجيهي وإرشادي طوال فترة البحث. أشكرك على دعمك الكبير وعلى صبرك اللامتناهي في مواجهة جميع الصعوبات التي واجهتها. كان لإرشاداتك القيمة أثر بالغ في إتمام هذا العمل.

REMERCIEMENT

Tout d'abord, toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le tout puissant qui nous a donné le courage et la force pour atteindre notre objectif.

Notre remerciement s'adressent à tous les enseignants qui nous ont formé, accompagné durant toutes ces années d'étude et qui ont contribué à notre formation avec une profonde reconnaissance et une considération particulière. Je remercie mon encadrant Monsieur CHENNANI.B pour son soutien, ses conseils judicieux et sa profonde compréhension qui m'a offert durant ce travail.

Je tiens à remercier Monsieur le président BABA AHMED .S, et tous les membres de jury qui sont présentes dans cette cérémonie. Aussi ma sincère gratitude à Mme TALEB.O qui a bien voulu expertiser ce projet.

Comme je remercie également toutes les personnes qui m'ont soutenu et qui ont resté auprès de moi pour réussir que ce soit proche au loin.

Merci infiniment

Dédicace

A la fin de toutes les années où j'ai consacré toute ma volonté et mon espoir pour être une ingénieure, j'arrive aujourd'hui à exaucer mon rêve et le rêve de ma chère famille, mon père, ma mère, mes sœurs et frères qui étaient toujours auprès de moi, ils m'ont encouragé, ils m'ont soutenu aux moments difficiles pour que je puisse être une femme exemplaire, diplômée et qu'elle a un avenir.

Que Dieu vous accordez santé, bonheur et prospérité, Sans oubliez mes honorables professeurs qui m'ont accompagné au long de ce chemin, mes amies et

A tout ce qui a participé à la réussite de cette étude.

المخلص

هذا المشروع المدروس والمفصل لمبنى ذات الطابع السكني، متكون من طابق ارضي وسبع طوابق علوية، ذات الميزة الهندسية المعتدلة بحيث يتموقع في ولاية جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2(ا) حسب المركز الوطني للبحث المطبق في الهندسة المقاومة للزلازل باستخدام المراجع والنصوص القانونية للبناء لاسيما: RPA99V2003,BAEL91 معدل 99.

اشتملت الدراسة على سبع محاور.

يتمثل القسم الأول: في الخصائص الكلية للبنية.

القسم الثاني: إعطاء الأبعاد الأولية للهيكل.

القسم الثالث: دراسة حمولة مختلف عناصر الهيكل.

القسم الرابع: يشتمل على دراسة الأجزاء الثانوية.

القسم الخامس: وهو الدراسة الديناميكية للمنشأ بواسطة برنامج SAP 2000.

القسم السادس: يهدف الى دراسة العناصر المقاومة للهيكل.

القسم الأخير: دراسة البنية التحتية للمبنى.

الكلمات الرئيسية: المبنى السكني، الخرسانة المسلحة، SAP2000، RPA99 معدل 2003، BAEL91 معدل 99،

DTR B.C، CBA93

Résumé

Le projet étudié concerne un immeuble à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus sept étages. Ce projet est situé à la wilaya de Jijel, classé dans la zone sismique (IIa) selon le Centre National de Recherche Appliquée en génie parasismique. En utilisant les normes règlementaires notamment: PRA99/V2003 et BAEL91 V99.

L'étude comprend sept axes.

Le premier chapitre concerne la description générale du bâtiment, les différentes propriétés des matériaux.

Le deuxième chapitre : Pré-dimensionnement.

Le troisième chapitre : la descente des charges des différents éléments.

Le quatrième chapitre : concerne l'étude des éléments secondaires.

Le cinquième chapitre : concerne l'étude dynamique de structure par logiciel SAP2000.

Le seizième chapitre : vise à étudier les éléments résistants de la structure.

Le dernier chapitre : l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, SAP2000, RPA99.2003, BAEL91.99, CBA93, DTR.B.C.

Abstract

This well-studied and detailed project is for a residential building, consisting of a ground floor and seven upper floors. It has a moderate engineering advantage and is located in the state of Jijel, which is classified within Seismic Zone No. 2 according to the National Center for Applied Research in Earthquake-resistant Engineering using references and legal texts for construction, especially: PRA99v2003 and BAEL91 V99.

The study includes seven axes.

The first chapter: concerns the general description of the building, the different properties of the materials.

The second chapter: Pre-sizing.

The third chapter: the descent of the charges of the different elements.

The fourth chapter: concerns the study of secondary elements.

The fifth chapter: concerns the dynamic study of structure using SAP2000 software.

The sixteenth chapter: aims to study the resistant elements of the structure.

The last chapter: the study of infrastructure.

Keywords: Building, reinforced concrete, SAP2000, RPA99/V2003, BAEL91.99, CBA93, DTR.B.C.

SOMMAIRE

Table des matières

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	1
1.1 Introduction :	1
1.2 Présentation de l'ouvrage :	1
1.2.1 Les caractéristiques de la structure :	1
1.2.2 Les caractéristiques géométriques du sol :	1
1.3 Caractéristiques des matériaux de construction :	2
1.3.1.2 L'acier :	4
CHAPITRE 2 : PRÉDIMENSIONNEMENT	9
2.1 Pré-dimensionnement :	9
2.1.1 Les poutres :	9
-Par BAEL 91 :	9
-Par BAEL 91 :	10
2.1.2 Les poutrelles (plancher à corps creux) :	11
2.1.3 Poteaux :	12
2.1.4 Voiles :	16
CHAPITRE 3: DESCENTE DES CHARGES	19
3.1 Introduction :	19
3.2 Les planchers :	19
3.2.1 Plancher terrasse :	19
3.2.2 Plancher étage courant :	20
3.3 Les balcons :	20
3.4 Les murs :	21
3.4 Murs à double parois :	21
CHAPITRE 4: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE	24
4.1 Etudes des plancher :	24
4.1.1 Introduction :	24
4.1.2 Vérification des conditions :	25
4.1.3 L'étude des poutrelles :	25

4.1.4 Evaluation des moments fléchissant et les efforts tranchants :.....	26
4.1.5 Ferrailage des poutrelles :.....	31
4.1.6 Ferrailage de la dalle de compression:	35
4.1.7 Tableau récapitulatifs des ferrailages choisis :.....	35
Tableau 4-3: Ferrailage choisis des poutrelles	35
4.2 Etude des escaliers	36
4.2.1 Dimensionnement d'escalier :.....	36
-Ferrailage de la poutre palière :	43
4.3 Etude de l'acrotère :.....	47
4.3.1 Introduction :.....	47
4.3.2 Evaluation des charges :.....	47
4.3.3 Calcul des sollicitations (moments et des efforts tranchants):.....	48
4.3.4 Calcul de l'excentricité :.....	49
4.3.5 Détermination du ferrailage :	49
4.3.6 Croquis de ferrailage :.....	53
4.4 L'étude de la dalle pleine :.....	54
4.4.1 Introduction :.....	54
4.4.2 Descente des charges :.....	54
4.4.3 Combinaison d'action :.....	54
4.4.5 Détermination du Ferrailages:	56
4.4.6 Condition de la flèche :.....	57
4.4.7 Plan de ferrailage :.....	58
CHAPITRE 5: ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	61
5.1 Introduction :.....	61
5.2 Les données de l'ouvrage :.....	61
5.3 Vérification des critères de qualité :.....	62
5.4 Vérification de la période propre.....	67
5.5 La participation massique de chaque mode :.....	68
5.6 Poids total de la structure :	69
5.7 Justification de l'effort normal réduit:.....	69
5.8 Vérification d'interaction sous chargement verticale :.....	70
5.9 Vérification des déplacements:.....	71
5.10 Vérification de l'effet P-Delta:.....	72
5.11 Vérification au renversement:	73
5.12 Vérification de l'effort tranchant à la base :.....	75

CHAPITRE 6: ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS DE LA STRUCTURE	79
6.1 Introduction :	79
6.2 Les poteaux :	79
6.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :	79
6.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	80
6.2.4 Calcul des armatures transversales :	81
6.3 LES POUTRES :	84
Exemple d'étude d'une « Poutre principale » :	84
6.3.1 Calcul des armatures longitudinales :	84
6.3.2 Vérification à L'E.L.S :	87
6.3.3 Vérification au cisaillement :	88
6.3.4 Vérification à L'E.L.S	91
-Vérification des contraintes :	91
6.3.5 Vérification au cisaillement :	92
-Ferrailage total des poutres principales et secondaires :	94
6.4 Etudes des voiles:	96
6.4.1 Introduction :	96
6.4.2 Pré-dimensionnement des voiles :	97
6.4.3 Détermination des sollicitations :	97
6.4.4 Vérification des contraintes tangentielles :	98
6.4.5 Détermination du ferrailage :	98
CHAPITRE 7: ETUDE DES FONDATIONS	103
7.1 Introduction :	103
7.2 Choix de type de fondations :	103
7.2.1 Etude du radier	103
7.3 Pré-dimensionnement du radier :	104
7.3.1 Vérification au poinçonnement :	105
7.4 Vérification de la contrainte du sol	106
7.5 Vérification du tassement :	107
7.6 Différentes sollicitations:	107
7.7 Ferrailage de la dalle :	109
7.8 Vérification au cisaillement:	114
7.9 Calcul de l'espacement :	115
7.10 Ferrailage de la nervure :	115
7.11 Vérification au cisaillement:	120

7.12 Calcul de l'espacement :	121
CONCLUSION	123
BIBLIOGRAPHIE	Erreur ! Signet non défini.

Liste des figures

FIGURE 1-1: DIAGRAMME PARABOLE-RECTANGLE.....	4
FIGURE 1-2: DIAGRAMME DE DEFORMATION CONTRAINTE.....	6
Figure 2-1: Sections des poutres principales et secondaires.....	10
Figure 2-2: Dalle en corps creux.....	11
Figure 2-3: Les dimensions de la poutrelle.....	11
FIGURE 2-4: LES DIMENSIONS D'UN POTEAU	12
Figure 2-5: Section des poteaux de RDC.....	16
Figure 2-6: Coupe de voile en élévation.....	16
Figure 3-1: Plancher étage courante et terrasse.....	19
Figure 3-2: Type de maçonnerie.....	21
FIGURE 4-1: SCHEMA DES PLANCHERS A CORPS CREUX.....	24
Figure 4-2: Schéma statique de types des planchers.....	25
Figure 4-3: Schéma statique de la poutrelle type 1 plancher étage courant.....	26
Figure 4-4: Schéma statique des sollicitations en travée 0-1.....	27
Figure 4-5: Schéma statique des sollicitations en travée 1-2.....	28
Figure 4-6: Dimensions de la poutrelle.....	34
Figure 4-7: Schéma de la paillasse.....	36

Figure 4-8: Coupe longitudinale des escaliers.....	38
Figure 4-9: Escalier coupe transversale.....	39
Figure 4-10: Schéma statiques des escaliers.....	39
Figure 4-11: Schéma du la poutre palière.....	42
Figure 4-12: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	46
Figure 4-13 : Schéma de ferrailage des escaliers.....	46
Figure 4-14: Coupe de l'acrotère.....	47
Figure 4-15: Schéma des coupes transversales de l'acrotère.....	49
Figure 4-16: Schéma du ferrailage.....	53
Figure 4-17: Schéma statique de la dalle pleine.....	54
Figure 4-18: Diagramme des moments et efforts tranchants.....	55
FIGURE 4-19: SCHEMA DE LA DALLE PLEINE.....	58
Figure 4-20: Coupe longitudinale de ferrailage de la dalle.....	59
Figure 4-21: Coup transversale de ferrailage de dalle pleine.....	59
FIGURE 5-1: SPECTRE DE REPONSE EXTRAIT DE LOGECIEL "RPA SPECTRE"	66
FIGURE 6-1: DIFFERENTS ELEMENTS RESISTANTS.....	79
FIGURE 6-2: FERRAILAGE DES POTEAUX DE RDC (50*50).....	83
Figure 6-3: Diagramme des sollicitations de la poutre.....	84

Figure 6-4: Ferrailage des poutres principales et secondaire.....	95
Figure 6-5: Disposition des voiles.....	96
Figure 6-6: Ferrailage des voiles à ELU.....	99
Figure 6-7: Ferrailage des voiles sans raidisseurs.....	101
FIGURE 7-1: SCHEMA DU RADIER	104
FIGURE 7-2: RADIER GENERALE	105
FIGURE 7-3: LE DEPLACEMENT MAXIMAL DU RADIER.....	107
FIGURE 7-4: MOMENTS M11 A ELU	108
FIGURE 7-5: MOMENTS M22 A ELU	108
FIGURE 7-6: LA SECTION DE LA NERVURE.....	116
Figure 7-7: Ferrailage des nervures en travée et appuis.....	122

Liste des tableaux

TABLEAU 1-1: LES DIMENSIONS EN PLAN ET EN ELEVATION DE STRUCTURE	1
TABLEAU 1-2: VALEURS DE LA LIMITE D'ELASTICITE GARANTIE FE.....	5
TABLEAU 2-1: RECAPITULATION DE DIMENSIONS DES POTEAUX	16
TABLEAU 3-1: DESCENTE DES CHARGES DE PLANCHER TERRASSE	19
TABLEAU 3-2 DESCENTE DES CHARGES: DE PLANCHER ETAGE COURANT.....	20
TABLEAU 3-3: DESCENTE DES CHARGES DE DALLE PLEINE ETAGE COURANT	21
TABLEAU 3-4: DESCENTE DES CHARGES DES MURS	22
TABLEAU 4-1: EVALUATION DES CHARGES	26
TABLEAU 4-2: RECAPITULATIONS DES MOMENTS ET EFFORT TRANCHANTS.....	30
TABLEAU 4-3: FERRAILLAGE CHOISIS DES POUTRELLES.....	35
TABLEAU 4-4: CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION DU PALIER.....	37
TABLEAU 4-5: CHARGES PERMANENTES ET CHARGE D'EXPLOITATION DU PAILLASSE.....	38
TABLEAU 4-6: FERRAILLAGE DE LA PAILLASSE.....	40
TABLEAU 4-7: FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	44
TABLEAU 4-8: LES CHARGES DE L'ACROTERE.....	48
TABLEAU 4-9: SOLLICITATIONS DE L'ACROTERE	48
TABLEAU 4-10: CALCUL DES SECTIONS DES ARMATURES	50
TABLEAU 4-11: DESCENTE DES CHARGES.....	54
TABLEAU 4-12: COMBINAISON D'ACTION.....	54

TABLEAU 5-1: PENALITE EN FONCTION DE CRITERE DE QUALITE.....	64
TABLEAU 5-2: VERIFICATION DES PERIODES.....	67
TABLEAU 5-3: VERIFICATION DU PERIODE PROPRE.....	68
TABLEAU 5-4: VERIFICATION DE PARTICIPATION MASSIQUE	68
TABLEAU 5-5: POIDS TOTALE DE STRUCTURE	69
TABLEAU 5-6: VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS L'EFFORT NORMAL REDUITE	70
TABLEAU 5-7: VERIFICATION D'INTERACTION SOUS CHARGEMENT VERTICALE	71
TABLEAU 5-8: VERIFICATION DE DEPLACEMENT SUIVANT (X-X).....	72
TABLEAU 5-9: VERIFICATION DE DEPLACEMENT SUIVANT (Y-Y).....	72
TABLEAU 5-10: VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA.....	73
TABLEAU 5-11: VERIFICATION AU RENVERSEMENT SENS (X-X).....	74
TABLEAU 5-12: VERIFICATION AU RENVERSEMENT SENS (Y-Y)	75
TABLEAU 5-13: LES FORCES SISMIQUES	76
TABLEAU 5-14: LES REACTIONS A LA BASE OBTENUE PAR SAP2000	77
TABLEAU 6-1: VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATIONS TANGENTES	80
TABLEAU 6-2: FERRAILLAGE DES POTEAUX DU A PLUSIEURS SOLLICITATIONS	81
TABLEAU 6-3: FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	81
TABLEAU 6-4: FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX.....	82
TABLEAU 6-5: RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	82
TABLEAU 6-6: SOLLICITATIONS DE LA POUTRE PRINCIPALE (PLANCHER TERRASSE)	85
TABLEAU 6-7: SOLLICITATIONS DE LA POUTRE SECONDAIRE DE 6 EME ETAGE	89

TABLEAU 6-8: FERRAILLAGE DES POUTRES	94
TABLEAU 6-9: SOLLICITATIONS DES CONTRAINTES	97
TABLEAU 6-10: VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	98
TABLEAU 6-11: FERRAILLAGE DES VOILES	101
TABLEAU 7-1: LES SOLLICITATIONS DE LA DALLE.....	108
TABLEAU 7-2: LES CONTRAINTES DANS LE BETON ET DANS LES ACIERS.....	114
TABLEAU 7-3: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE LA DALLE	115
TABLEAU 7-4: SOLLICITATIONS DE LA NERVURE	116
TABLEAU 7-5: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DE LA NERVURE	121

NOTATIONS

D_g : Diamètre des granulats.

E_i : Déformation instantanée.

E_v : Déformation instantanée.

G : Déformation transversale.

ν : Coefficient de poisson.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

γ_S : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

η : Coefficient de sécurité dépend l'adhérence d'acier.

F_e : Limite élastique d'acier.

σ_s : Contrainte de l'acier.

E_s : module d'élasticité longitudinale.

n : Coefficient d'équivalence.

ε_{bc} : Le raccourcissement ultime du béton.

L_i : Longueur du porté.

h : Hauteur d'élément.

b : Largeur.

λ : L'élancement.

I : moment d'inertie.

B : section du béton.

L_f : longueur du flambement.

B_r : Section réduite du poteau obtenue.

N : l'effort normal.

α : Coefficient de réduction.

A_s : section d'acier minimale.

e : L'épaisseur.

M_0 : Moment isostatique.

M_a : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

μ : Moment réduit.

S.S.A : Section simple armature.

α : Position relative de la fibre neutre.

Z : Bras de levier.

A_{st} : Section de ferrailage.

A_{sc} : Armatures de compression.

X : Position de l'axe neutre.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contraintes admissible de l'acier.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement du béton.

T_u, V : Effort tranchant.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

St : Espacement entre cadre.

γ : Poids de béton.

f_{pi} ; f_i : Flèche sous chargement instantané.

F_{adm} : Flèche admissible.

M_s : Moment à l'état de service.

M_u : Moment à l'état ultime.

f_{bc} : Contrainte du béton à la compression.

f_{t28} : Résistance de traction du béton.

f_{c28} : Résistance de compression du béton.

g : Largeur de marche (giron).

ρ : Masse volumique.

Ar : Armatures de répartition.

S: Surface.

P: Périmètre de la section.

T : Période.

Sa/g : Accélération spectrale.

CT : Coefficient du système de contreventement.

D: Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ε : Pourcentage d'amortissement.

W_T : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

A : Coefficient d'accélération.

Q : Facteur de qualité.

Pq : La pénalité.

R : Coefficient de comportement.

B : Section transversale des poteaux.

δ_{ek} : Déplacement relatif absolu.

δ_k : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K).

$\Delta(k)$: Déplacement relatif au niveau (K).

Δ_{kadm} : Déplacement relatif admissible.

h_e : Hauteur de l'étage.

e : L'excentricité.

L_r : Longueur de recouvrement.

λ_g : L'élancement géométrique.

$(b ; h)$: Dimensions du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur.

N_d : Effort normal maximal appliqué sur une section.

E : Action accidentelle.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

A_v : Section d'armature verticale.

SET : Section entièrement tendue.

hd : Hauteur de la dalle du radier.

hn : Hauteur de nervure.

Pr: Périmètre du centre cisailé.

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol.

ΔH : Tassement.

K : Coefficient de raideur du sol.

$C.V$: Condition vérifié.

$C.N.V$: Condition non vérifié.

INTRODUCTION

Grâce au mode de vie et à l'évolution de la technologie, le monde d'aujourd'hui est au cœur d'une grande progression et une élévation démographique importante.

Ce qui nécessite l'intervention du domaine du génie civil pour solutionner le problème d'habitation et pour construire des bâtiments qui répondent aux besoins des gens, en termes de sécurité et confort.

Pour cela nous devons toujours chercher à satisfaire le client. Donc pour répondre à ce besoin d'habitation, le système structurel est une étape clé dans l'acte de bâtir pour garantir la stabilité des structures et évités les éventuelles dégâts.

Ce projet de fin d'étude consiste à faire une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussé plus 7 étages, implanté à la wilaya de Jijel qu'elle est classé en zone sismique IIa selon le RPA99/V2003.

Ce mémoire est composé de 7 chapitres :

- ❖ Le 1^{er} chapitre est consacré à la présentation du projet et des différents caractéristiques des matériaux.
- ❖ Le 2^{ème} chapitre concerne le pré-dimensionnement des éléments structuraux
- ❖ Le 3^{ème} chapitre concerne la descente des charges.
- ❖ Le 4^{ème} chapitre consiste l'étude des éléments secondaires (les escaliers, le plancher, les balcons et l'acrotère).
- ❖ Le 5^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique qui sera faite par l'analyse modale de la construction en 3D par logiciel SAP2000.
- ❖ Le 6^{ème} chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles).
- ❖ Le dernier chapitre comporte l'étude de l'infrastructure (radier générale) suivie par une conclusion générale.



CHAPITRE 1

**PRESENTATION DU PROJET ET
CARACTERISTIQUES DES MATERIAU**

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1.1 Introduction :

Ce chapitre présente l'ouvrage et ces propriétés géométriques .Ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées pour sa réalisation d'après les normes de RPA99/V2003 et BAEL 91.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à la réalisation d'un bâtiment R+7étages, qu'il est de forme régulière en plan et en élévation .On trouve 2 appartements F2 et F3 par étage et cage d'escaliers pour l'accès au super étage.

Le terrain du projet se situe à Jijel, sa superficie est de $154.43m^2$ à usage d'habitation.

1.2.1 Les caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment étudié sont :

Tableau 1-1: Les dimensions en plan et en élévation de structure

Longueur totale de bâtiment	17.45m
Largeur totale de bâtiment	8.85m
Hauteur totale de bâtiment	24.48m
Hauteur de RDC	3.06m
Hauteur des étages courants	3.06m
Hauteur de l'acrotère	0.6 m

1.2.2 Les caractéristiques géométriques du sol :

Le bâtiment est implanté à Jijel qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après le RPA99/V2003.

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

-Le site est considéré comme site ferme.

-La contrainte admissible du sol est 2 bars.

1.2.3 Conception de la structure :

- ❖ **Ossature :** auto-stable.
- ❖ **Plancher :** Pour la séparation des étages.
- ❖ **Maçonnerie :**
 - Mur extérieure de 15 cm.
 - Mur intérieure de 10 cm d'épaisseur.
- ❖ **Revêtements.**
- ❖ **Isolation acoustique.**
- ❖ **Système de coffrage :** métallique
- ❖ **Fondations :** c'est un radier général

1.3 Caractéristiques des matériaux de construction :

1.3.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

-**La masse volumique :** Elle est comprise entre 22 et 25 kN/m³.

-**Le retrait.**

-**Le fluage.**

-**La résistance :**

a) Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en des éprouvettes cylindriques de 200cm² de section d=16cm ; h=32cm

La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours.

Selon les règles [BAEL91] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi : $0.685 f_{c28} \cdot \log(j+1)$[BAEL91]

$$\text{Si } j \geq 28 \rightarrow f_{c_j} = f_{c28}$$

$$\text{Si } j \leq 28 \rightarrow f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28} \quad ; \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad j \leq 28 \text{ jrs.}$$

La résistance caractéristique du béton à adopter sera :

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

b) Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \dots \dots \dots [BAEL91]$$

-Module de déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale instantané du béton « E_{ij} » est égale :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$$

Le module de déformation différé « E_{vj} » à « j » jours due au fluage est donné par la formule :

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

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

Et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donné par la relation :

$$G = E / 2 * (1 + \nu).$$

ν : Coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les normes de [BAEL91], les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas de L'E.L.S et calcul des déformations (béton non fissuré).

$\nu = 0$; à L'E.L.U dans le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

1.3.1.1 Caractéristiques limites du béton :

a) Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$\Rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{MPa}$.

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$\Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$.

b) Contrainte ultime du béton au cisaillement :

On a :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MAP})$; si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MAP})$; si la fissuration préjudiciable.

c) Contrainte de service du béton en compression :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ pour $\sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$

d) Diagramme contrainte-déformation :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle ».

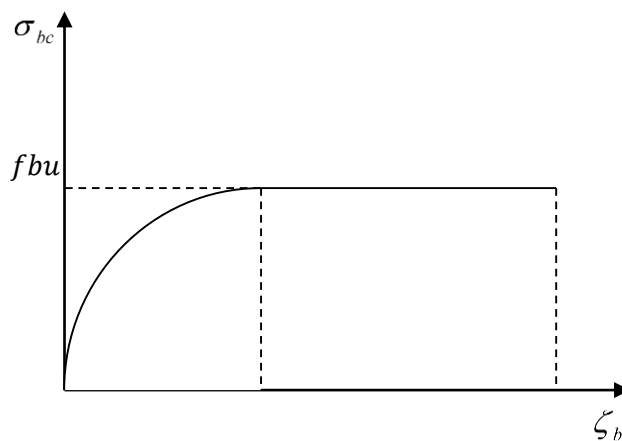


Figure 1-1: Diagramme parabole-rectangle

1.3.1.2 L'acier :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{MPa}$.

Types d'acier :

-Barres lisses (RL) → Fe E 235

-Barre à hautes adhérences (HA) → Fe E 400

-Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → Fe E 215

1.3.2 Caractéristiques mécaniques :

Tableau 1-2: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Épingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

1.3.2.1 Contraintes limites :

a) Contraintes limites à l'ELU :

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ → Acier naturels

$\sigma_s = 1.1f_e / \gamma_s$ → Aciers écrouis

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{en situation courante} & \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.5 & \text{en situation accidentelle} & \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) Contrainte limite de service :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

Fissuration peu nuisible de la contrainte. }
 Fissuration préjudiciable } $\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{h * f_{tj}}) \right]$
 Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min (0.5f_e ; 90\sqrt{h * f_{tj}})$

h : Coefficient de fissuration dépend de l'adhérence d'acier.

- $h : 1$ pour les aciers (RL).
- $h : 1,6$ pour les aciers (HA), $\varnothing \geq 6\text{mm}$
- $h : 1,3$ pour les aciers (HA), $\varnothing < 6\text{mm}$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

c) Diagramme de déformation – contrainte :

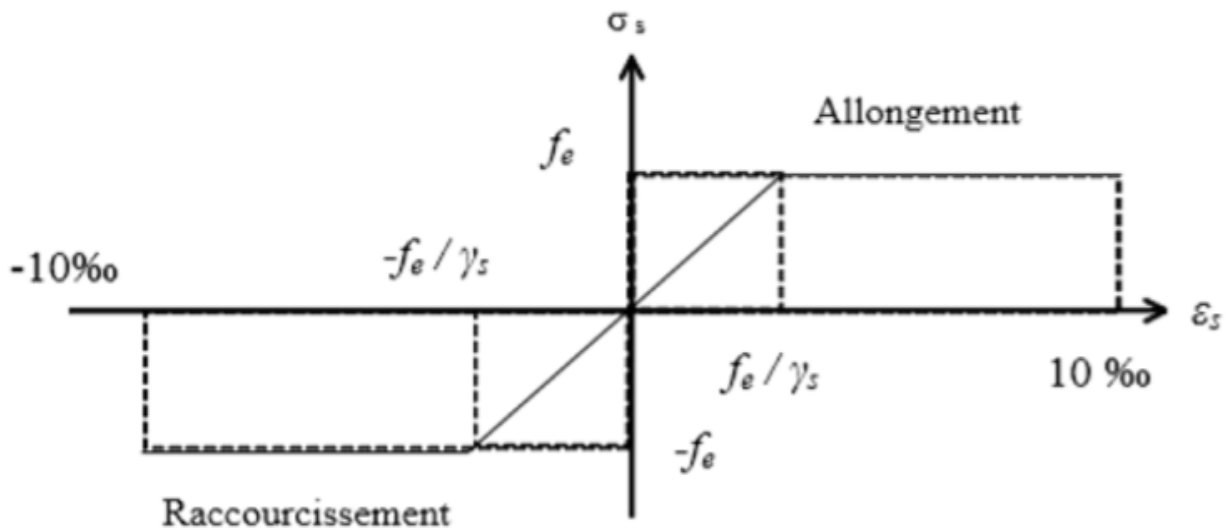


Figure 1-2: Diagramme de déformation-contrainte

L'allongement est donné par : $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant préjudiciable. Nous aurons donc

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

1.3.3 hypothèses de calcul des sections en béton armé :

a) Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à

$$15 \left(n = \frac{E_s}{E_b} \right).$$

-n : est appelé coefficient d'équivalence.

b) calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{en compression centrée}$$

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE 2 : PRÉDIMENSIONNEMENT

2.1 Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement sera fait selon les principes du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003.

2.1.1 Les poutres :

Le pré-dimensionnement des poutres est effectué selon les normes suivantes :

❖ Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec:

L: la portée de la poutre.

h: La hauteur de la poutre.

b: La largeur de la poutre.

a1) Les poutres secondaires :

$$L = L_{\max} = 3.70m$$

-Par BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24.66 \leq h \leq 37 \\ 10.5 \leq b \leq 13.5 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 35 cm** ; **b = 30 cm**

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Donc on choisit une poutre de section ''30x35''

a2) Les poutres principale :

$$L = L_{max} = 4.85\text{m}$$

-Par BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32.33 \leq h \leq 48.5 \\ 13.6 \leq b \leq 17 \end{array} \right.$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots \text{vérifier} \\ h = 40 > 30\text{cm} \dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Donc on choisit une poutre de section ''30x40''.

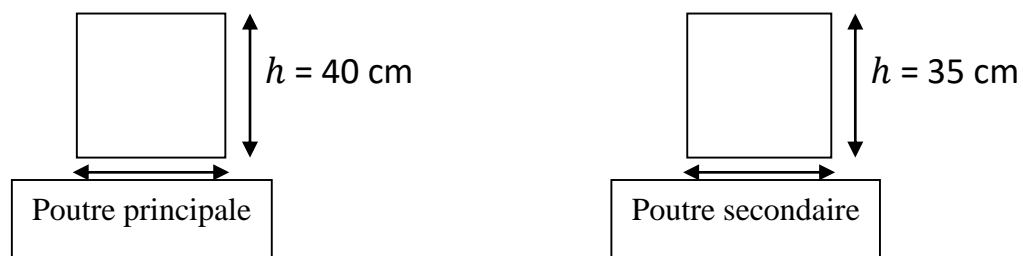


Figure 2-1: Sections des poutres principales et secondaires

2.1.2 Les poutrelles (plancher à corps creux) :

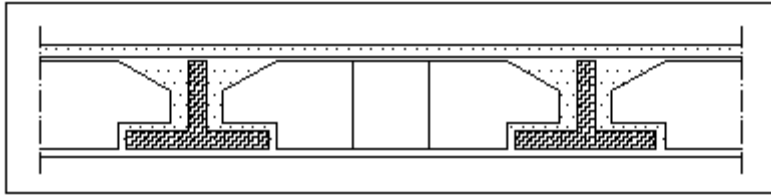


Figure 2-2: Dalle en corps creux

-**Condition de flèche** : La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}) [\text{BELAZOUGUI}]$$

L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nœud.

Dans notre cas : $L = 3.70 - 0.30 = 3.40 \text{ m} = 340 \text{ cm}$

$$\Rightarrow h_t \geq 15.11 \text{ cm}$$

Nous adoptons un plancher (16+5) cm : **h=16 cm ; h₀=5cm**

$$\Rightarrow \mathbf{ht= 21 \text{ cm}}$$

- Pour la largeur de la nervure, on adopte : **b₀=10cm**
- La largeur de la table de compression à prendre en compte est : **b=65c**

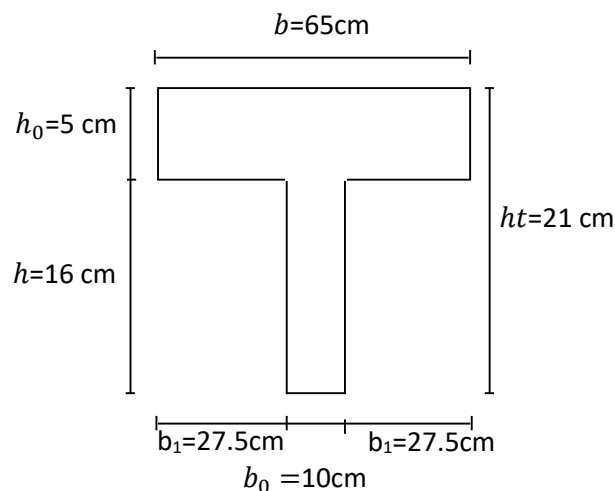


Figure 2-3: Les dimensions de la poutrelle

2.1.3 Poteaux :

Selon les prescriptions du **PRA 2003** les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ * \min(b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \ll \text{Zone II .a} \gg \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

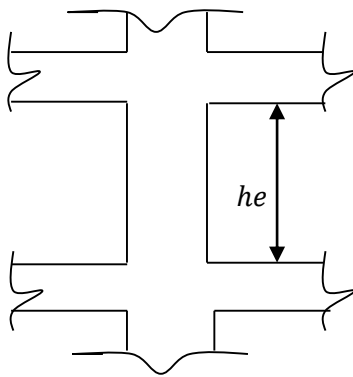


Figure 2-4: Les dimensions d'un poteau

- **Condition de non flambement :**

Considérons une section carrée de dimensions $b \times h$ avec : $b \leq h$

L'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec : $\lambda = \sqrt{\frac{I}{B}}$ nous avons :

-I : moment d'inertie.

-B : section du béton.

- L_f : longueur du flambement

N.B : Dans notre cas : $L_f = 0.7l_0$;

$$\left\{ \begin{array}{l} B=h \times b \Rightarrow \lambda = L_f / i = \frac{L_f}{b} \sqrt{12}. \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{array} \right.$$

N.B : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section ».

Donc : $b \geq \sqrt{12} \frac{L_f}{35}$ avec : $L_f = 0.7L_0 = 214.2$ cm

$$b \geq \sqrt{12} \frac{214.2}{35}$$

$$b \geq 21.20 \text{ cm}$$

Soit : **b=50cm**.....« Pour les raisons d'architecture »

• **calcul 'B_r' :**

On a : $B_r = (a-0.02) (b-0.02)$

B_r : est la section réduite du béton

Calcul la section réduite du béton :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{[BAEL 91]}$$

Ou :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

N_u : l'effort normal dans le poteau le plus sollicité.

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

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

$$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708$$

$$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603$$

λ : L'élancement du poteau considéré

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$)

f_e : Contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400\text{MPa}$)

B_r : la section réduite du poteau tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

On a le pourcentage d'armature est de 1% $\Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

$$\text{Donc : } N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$$

$$\text{Et enfin : } B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$$

On a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\gamma_b = 15$; $\gamma_s = 1.15$

Pour : $\lambda \leq 35 \rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$

- l'effort normal ultime s'obtient à partir de la descente des charges (N_u).

Avec :

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

On suppose une charge moyenne de $Q = 10 \text{ KN/m}^2$ (par étage).

S : surface supporte par le poteau le plus défavorable.

n : Nombre d'étages.

Le poteau le plus sollicité de cette structure c'est celui qui supporte des charges réparties sur

Une surface S égale : $\Rightarrow S=14.6025m^2$

Poteau de R.D.C : $N = 8$

$N_u=10*14.6025*8 \Rightarrow N_u = 1.168MN$

$B_r \geq 0.064 \times 1,168 = \mathbf{0.075 m^2}$

Et on a : $B_r = (a-0.02) (b-0.02)$

Si on choisit un poteau de $(50 \times 50) cm^2$

$B_r = (0.50-0.02) (0.50-0.02) = 0.2304m^2$

$B_r = 0.2304cm^2 \geq 0.064N_u = 0.075m^2 \dots\dots\dots CV$

❖ **Vérification vis-à-vis du flambement :**

D'après les règles de **BAEL 91**, l'élanement λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = L_f / i$$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, $L_f = 0.7L_0$

Donc : $\lambda = (0.7L_0 \sqrt{12}) / b = \mathbf{14.84}$

$\lambda = 14.84 \leq 35 \dots\dots\dots CV$

Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :

D'après RPA 2003 pour la zone (IIa) on a :

$h = 50cm \geq \mathbf{25cm} \dots\dots\dots CV$

$b = 50 cm \geq \frac{h_e}{20} = 15.3cm \dots\dots\dots CV$

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots CV$

Donc on adopte un poteau de (50×50) cm² au RDC et 1 ère étage.

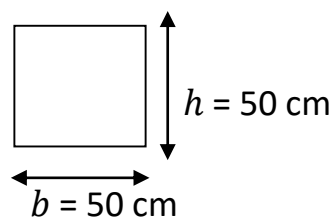


Figure 2-5: Section des poteaux de RDC

Tableau 2-1: Récapitulation de dimensions des poteaux

Niveau	RDC+1 ^{ère} étage	2 ; 3 ^{ème} étage	4 ; 5 ^{ème} étage	6 ; 7 ^{ème} étage
Sections des poteaux	(50*50)	(45*45)	(40*40)	(35*35)

2.1.4 Voiles :

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

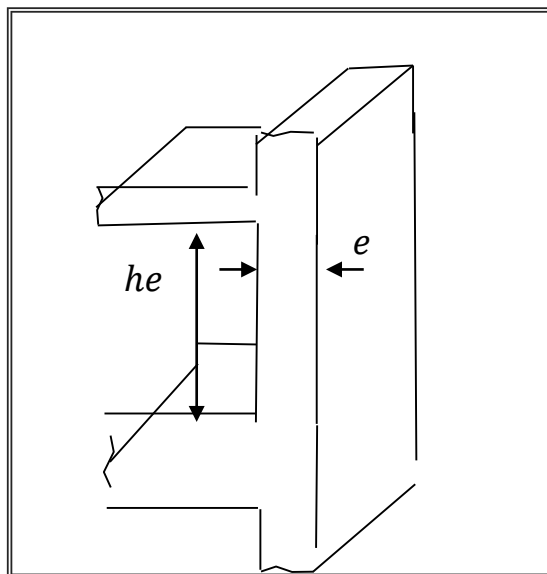


Figure 2-6: Coupe de voile en élévation

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq h_e / 20 / h_e = 306 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e \geq h_e / 20 = \frac{306}{20} = 15.3cm \\ e \geq 15cm \end{cases}$$

Avec :

he: la hauteur libre d'étage

Donc on adopte **e= 20 cm** pour tous les refonds.

CHAPITRE 3

DESCENTE DES CHARGES

CHAPITRE 3: DESCENTE DES CHARGES

3.1 Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et stabilité de l'ouvrage, il est nécessaire de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

3.2 Les planchers :

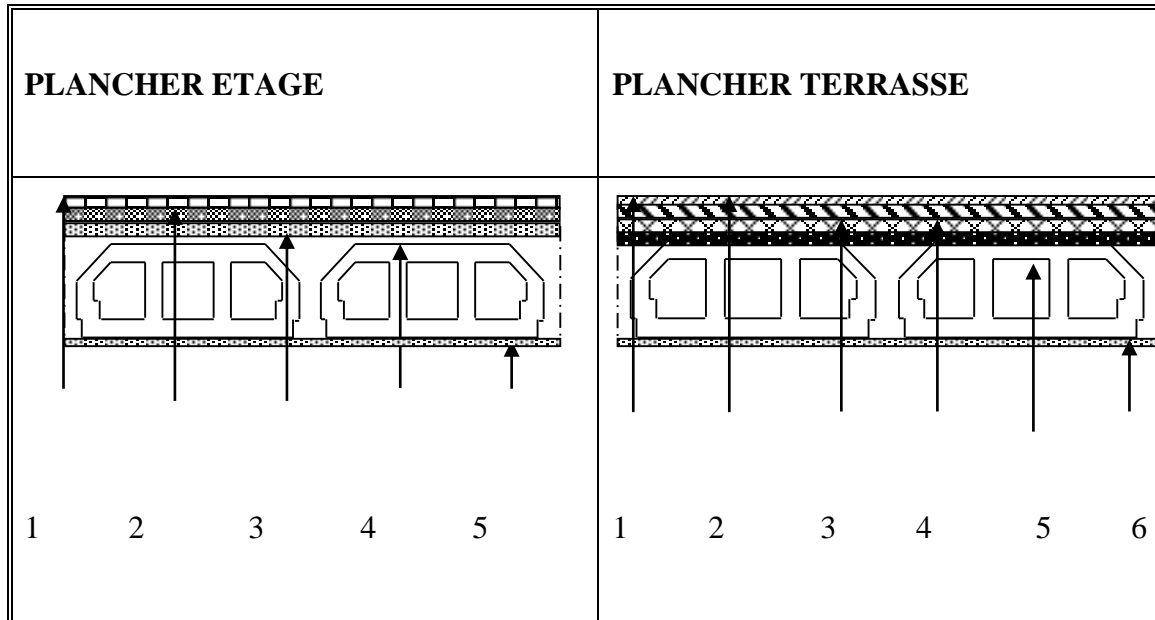


Figure 3-1: Plancher étage courante et terrasse

3.2.1 Plancher terrasse :

✚ Charge permanente et charge d'exploitation :

Tableau 3-1: Descent des charges de plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	4	17	0.68
2-Etanchéité multi couche	-	-	0.12
3-Isolation thermique	5	3	0.15
4-Forme de pente	8	22	1.76
5-Dalle à corps creux	-	-	2.95
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	5.86	(KN/m²)
Q =	1	(KN/m²)

3.2.2 Plancher étage courant :

✚ Charges permanentes et charge d'exploitation :

Tableau 3-2: Descent des charges plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids (KN/m²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	19	0.38
4- Dalle à corps creux	-	-	2.95
5- Enduit de plâtre	2	10	0.2
6-Brique creux	-	-	1.00

G =	5.33	(KN/m²)
Q =	1.5	(KN/m²)

3.3 Les balcons :

✚ Charges permanentes et charge d'exploitation :

Tableau 3-3: Descent des charges Dalle pleine étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	19	0.38
5-Dalle pleine en BA	15	25	3.00
6-Enduit de ciment	2	18	0.36

G =	5.29	(KN/m ²)
Q =	3.5	(KN/m ²)

3.4 Les murs :

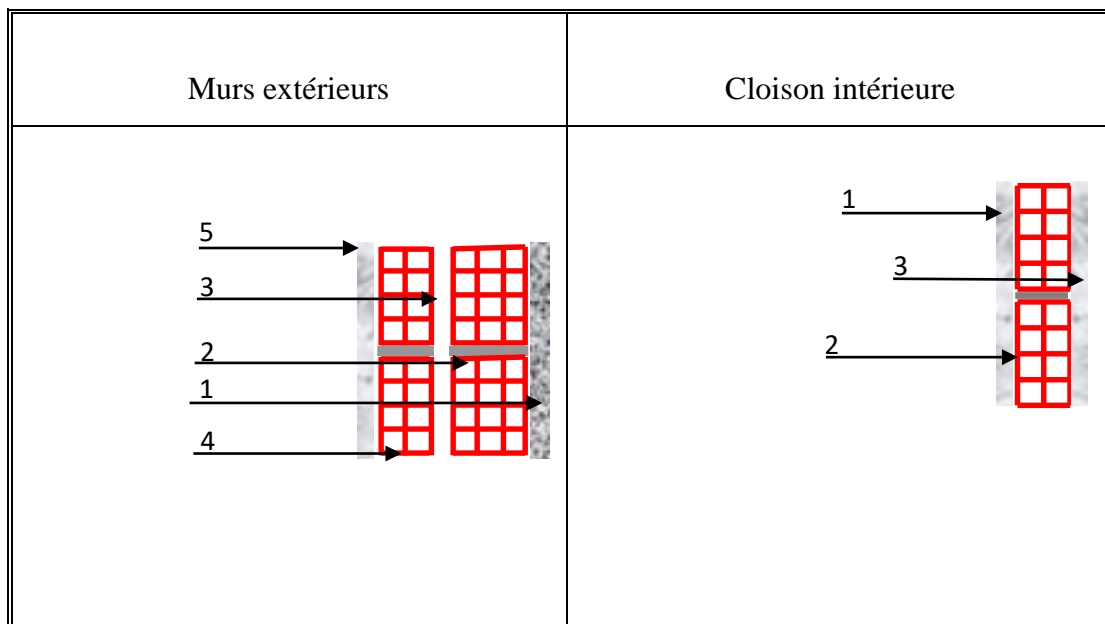


Figure 3-2: Type de maçonnerie

3.4 Murs à double parois :

✚ Charges permanentes :

Tableau 3-4: Descente des charges des murs

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids (KN/m²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creuse	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creuse	10	-	0.90
5-Enduit de ciment	2	18	0.36

G =	2.76	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

CHAPITRE 4

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE 4: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

4.1 Etudes des plancher :

4.1.1 Introduction :

Dans notre structure, ils sont à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

-Dalle à corps creux

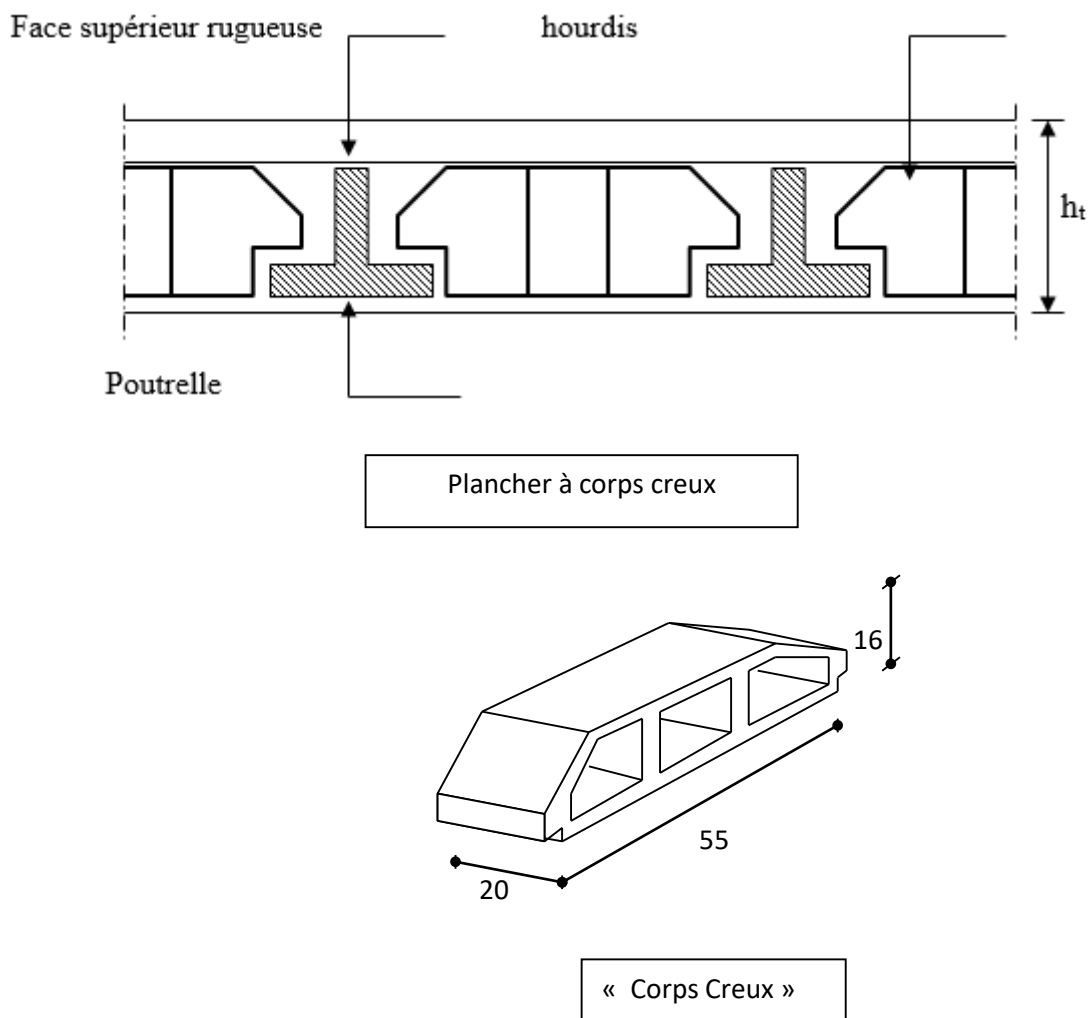


Figure 4-1: Schéma des planchers à corps creux

4.1.2 Vérification des conditions :

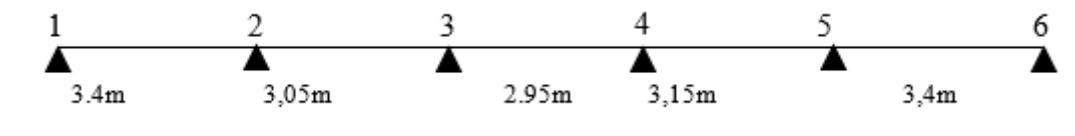
Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

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

4.1.3 L'étude des poutrelles :

4.1.3.1 Types des poutrelles :

1 • plancher terrasse :



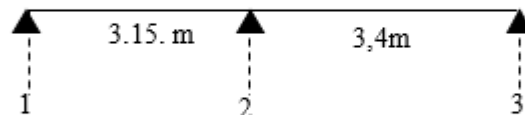
2. Plancher étage courant :

Dans ce plancher on a trois types des poutrelles :

Type « 01 »



Type « 02 »



Type «03 »

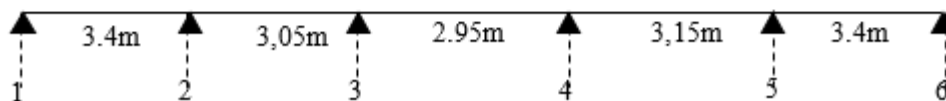


Figure 4-2: Schéma statique de types des planchers

Pour l'application des moments fléchissant et les efforts tranchants, on a utilisé la méthode des trois moments et le SAP 2000.

Tableau 4-1: Evaluation des charges

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaisons Fondamentale	
				ELU (KN/ml) Q _u = [1.35G + 1.5Q] *b	ELS (KN/ml) Q _s = [G + Q] *b
Etage courant	5.33	1.5	0,65	6.14	4.44
Terrasse inaccessible	5.86	1	0.65	6.12	4.46

4.1.4 Evaluation des moments fléchissant et les efforts tranchants :

On prend un exemple de calcul « le type 1 » plancher étage courant :

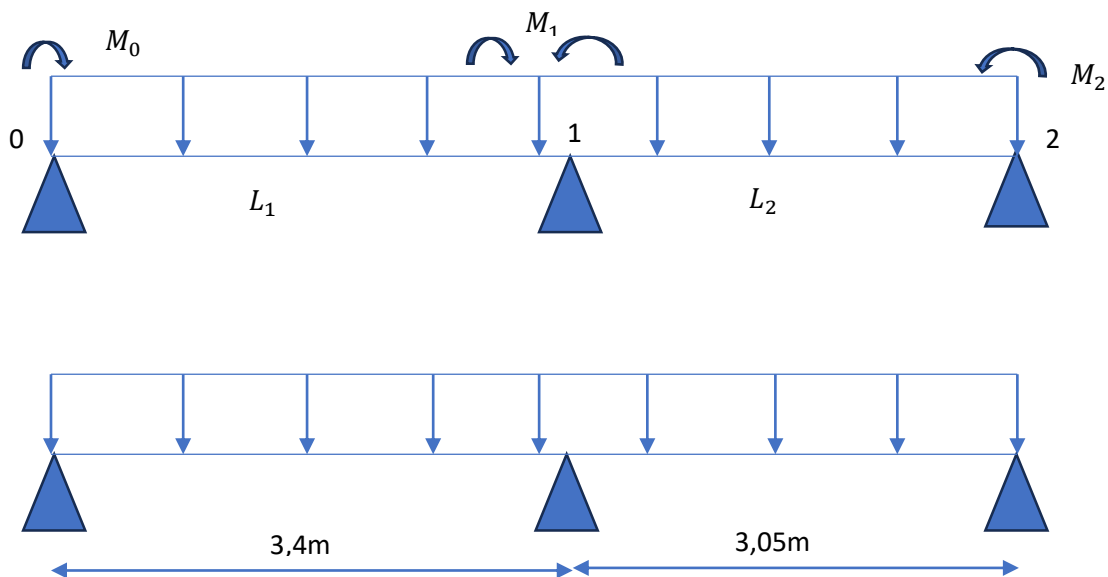


Figure 4-3: Schéma statique de la poutrelle type 1 plancher étage courant

✦ **A₁ = 0E.L.U :**

Avec : q_u = 6,14 kN/ml , l₁ = 3,4m , l₂ = 3,05m

• Calcul de moment en appui :

$$M_0 = M_2 = 0 \text{ kN.m}$$

Travée 0-1:

$$l_1 \cdot M_0 + 2M_1 \times (l_1 + l_2) + (l_2 \times M_2) + 6$$

Calcul de: $A = R_{1g} + R_{1d}$

$$\begin{cases} R_{1g} = \frac{q_u}{24} \cdot l_1^3 = \frac{6,14}{24} \cdot 3,4^3 = 10,06 \text{ kN.} \\ R_{1d} = \frac{q_u}{24} \cdot l_2^3 = \frac{6,14}{24} \cdot 3,05^3 = 7,26 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$A_1 = 10,06 + 7,26$$

$$A_1 = 17,32 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow 2M_1 \times (3,4 + 3,05) + (3,05 \times M_2) + 6,14(17,32) = 0$$

$$2M_1 \times 6,45 + 106,34 = 0$$

$$12,9M_1 = -106,34 \Rightarrow M_1 = -8,24 \text{ kN. m.}$$

Calcul des moments et efforts tranchants :

$$\sum F_V = 0$$

$$R_0 + R_1 = q_u \cdot l_1$$

$$\sum M_{G/l} = 0$$

$$\Rightarrow R_0 \cdot l_1 - q_u \cdot \frac{l_1^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = 7,89 \text{ kN} \quad R_1 = 12,87 \text{ kN.}$$

$$M_1 = -8,24 \text{ kN. m}$$

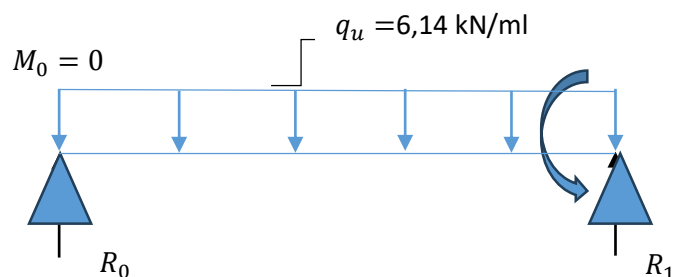


Figure 4-4: Schéma statique des sollicitations en travée 0-1

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{(x)} = R_0 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} = -3,07x^2 + 7,89x. \\ T_{(x)} = R_0 - q_u \cdot x = -6,14x + 7,89. \end{cases}$$

$$-M_{(x)} = \begin{cases} M_{(0)} = 0 \\ M_{(3,4)} = -8,663 \text{ kN.m} \end{cases} \quad M_{(3,4)} = 8,663 \text{ kN/m}$$

$$-T_{(x)} = \begin{cases} T_{(0)} = 7,89 \text{ kN} \\ T_{(3,4)} = -12,986 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} \Rightarrow x = \frac{7,89}{6}$$

$$\Rightarrow x = 1,32 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,32) = 5,07 \text{ kN.m}$$

On suit la même étape pour calculer le moment en travée 1-2 :

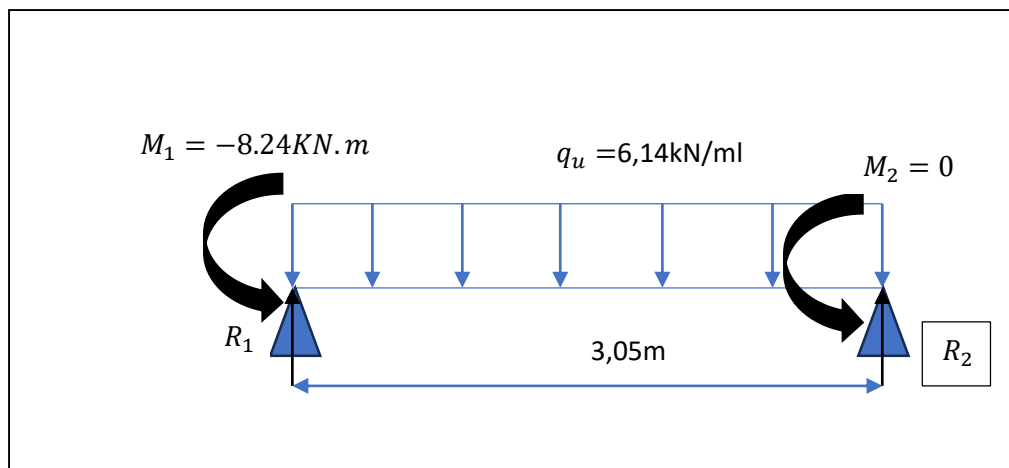


Figure 4-5: Schéma statique des sollicitations en travée 1-2

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = q_u \cdot l_2$$

$$R_1 + R_2 = 6,14 \times 3,05 = 18,73 \text{ kN}$$

$$\sum M_{F/l} = 0$$

$$\Rightarrow R_1 \cdot l_2 - q_u \cdot \frac{l_2^2}{2} - M_2 = 0 \Rightarrow R_1 = q_u \cdot \frac{l_2}{2}$$

$$\Rightarrow R_1 = 9,36 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{(x)} = R_1 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} = -3,07x^2 + 9,36x \\ T_{(x)} = R_1 - q_u \cdot x = -6,14x + 9,36 \end{cases}$$

$$-M_{(x)} = \begin{cases} M_{(0)} = 0 \\ M_{(3,05)} = -0,010 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$-T_{(x)} = \begin{cases} T_{(0)} = 9,37 \text{ kN} \\ T_{(3,05)} = -9,37 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{q_u} \Rightarrow x = \frac{9,36}{6,14}$$

$$\Rightarrow x = 1,52 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,52) = 7,13 \text{ kN.m}$$

✦ **E.L.S :**

Avec : $q_s = 4,44 \text{ kN/ml}$, $l_1 = 3,4 \text{ m}$, $l_2 = 3,05 \text{ m}$

Calcul de moment et efforts tranchants :

Travée 0-1:

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = q_s \cdot l_1$$

$$R_0 + R_1 = 4,44 \cdot 3,4 = 15,096 \text{ kN}$$

$$\sum M_{F/l} = 0$$

$$\Rightarrow R_0 \cdot l_1 - q_s \cdot \frac{l_1^2}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = 5,12 \text{ kN} \quad R_1 = 9,98 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{(x)} = R_0 \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} = -2,22x^2 + 5,12x. \\ T_{(x)} = R_0 - q_s \cdot x = -4,44x + 5,12. \end{cases}$$

$$-M_{(x)} = \begin{cases} M_{(0)} = 0 \\ M_{(3,4)} = -8,26 \text{ kN.m} \end{cases} \quad M_{(3,4)} = 8,26 \text{ kN/m}$$

$$-T_{(x)} = \begin{cases} T_{(0)} = 5,12 \text{ kN} \\ T_{(3,4)} = -9,98 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_s} \Rightarrow x = \frac{5,12}{4,44}$$

$$\Rightarrow x = 1,15 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,15) = 2,95 \text{ kN.m}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{a0} = M_{a2} = 0 \text{ kN.m} \\ M_1 = -8,26 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max 1} = 2,95 \text{ kN.m}$$

Travée 1-2 :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = q_s \cdot l_2$$

$$R_1 + R_2 = 4,44 \cdot 3,05 = 13,54 \text{ kN}$$

$$\sum M_{F/l} = 0$$

$$\Rightarrow R_1 \cdot l_2 - q_s \cdot \frac{l_2^2}{2} - M_2 = 0 \Rightarrow R_1 \cdot l_2 = q_s \cdot \frac{l_2^2}{2}$$

$$R_1 = 6,77 \text{ kN}$$

$$R_2 = 6,77 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{(x)} = R_1 \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} = -2,22x^2 + 6,77x \\ T_{(x)} = R_1 - q_s \cdot x = -4,44x + 6,77 \end{cases}$$

$$-M_{(x)} = \begin{cases} M_{(0)} = 0 \\ M_{(3,05)} = -0,00305 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$-T_{(x)} = \begin{cases} T_{(0)} = 6,77 \text{ kN} \\ T_{(3,05)} = -6,772 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T_{(x)} = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{q_s} \Rightarrow x = \frac{6,77}{4,44}$$

$$\Rightarrow x = 1,52 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,52) = 5,16 \text{ kN.m}$$

Tableau 4-2: Récapitulations des moments et effort tranchants

Niveau	Type	E.L.U			E.L.S		
		M max (kN.m)	Appuis	Travée	M max (kN.m)	Appuis	Travée
RDC (habitation étages Coutante)	Type (1)	M max (kN.m)	Appuis	8,66	M max (kN.m)	Appuis	8,26
			Travée	7,13		Travée	5,16
	T max (kN)	12,98		T max (kN)	6,77		
	Type (2)	M max (kN.m)	Appuis	8,20	M max (kN.m)	Appuis	5,93
			Travée	5,18		Travée	3,74
	T max (kN)	12,85		T max (kN)	9,29		
Type (3)	M max (kN.m)	Appuis	18,51	M max (kN.m)	Appuis	13,56	
		Travée	14,54		Travée	10,65	
T max (kN)	29,62		T max (kN)	21,70			
Terrasse inaccessible	Type (1)	M max (kN.m)	Appuis	8,51	M max (kN.m)	Appuis	6,20
			Travée	6,68		Travée	4,87
	T max (kN)	13,62		T max (kN)	9,93		

4.1.5 Ferraillage des poutrelles :

4.1.5.1 Ferraillage longitudinal :

✦ **ELU :**

En travée :

Le moment maximum en travée $M_t \max = 0.00713 \text{ MN.m}$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,19 - 0,025) \cdot 10^3 = \mathbf{0.076 \text{ MN.m}}$$

$M_t \geq M_t \max \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression et le sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 21) \text{ cm}^2$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \quad \mu = \frac{7.13 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.19^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu = 0.021 \Rightarrow \mu < 0.392$$

\Rightarrow Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad \alpha = 0.03$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad Z = 0.19 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.13 \cdot 10^{-3}}{0.19 \cdot 348} \Rightarrow A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : « $A_{st} = 3T12$ » de section $3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

-condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \times 65 \times 19 \times 2.1 / 400 = \mathbf{1,49 \text{ cm}^2}$$

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.49 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appui :

Le moment maximum en appui : $M_a \max = 0.00824 \text{ MN.m}$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,19 - 0,025) \cdot 10^3 = \mathbf{0.076 \text{ MN.m}}$$

$M_t \geq M_{a \max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression et le sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 21) \text{ cm}^2$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \mu = \frac{8.66 \cdot 10^{-3}}{0.10 \cdot 0.19^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu = 0.161 \Rightarrow \mu < 0.187$$

\Rightarrow Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad \alpha = 0.22$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad Z = 0.17\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8.66 \cdot 10^{-3}}{0.17 \cdot 348} \Rightarrow A_s = 1.46 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : « $A_{st} = 1T12 + 1T14$ » de section $2.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ **condition de non fragilité :**

- **En appui :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \cdot 10 \cdot 19 \cdot 2.1 / 400 = \mathbf{0.23 \text{ cm}^2}$$

$$2.67 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

✦ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Vérification des contraintes :**

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h \cdot (A_{st})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d \cdot A_{st})}{h(A_{st})^2}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot (3.39)}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 65(19 \cdot 3.39)}{15(3.39)^2}} - 1 \right)$$

$$X = \mathbf{4.7 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_{st} (d - x)^2 = \frac{65 \cdot 4.7^3}{3} + 15 \cdot 3.39 (19 - 4.7)^2$$

$$I_0 = \mathbf{1264, 81 \text{ cm}^4}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I_0} = \frac{5.16 \cdot 10^{-3} \cdot 0.047}{12647.81 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.92 \text{Mpa.} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta M_s \cdot (x-d')}{I_0} = \frac{15 \cdot 5.16 \cdot 10^{-3} \cdot (0.047 - 0.021)}{12647.81 \cdot 10^{-8}} ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right) = \min(266.67; 201.63) \text{Mpa} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 15.91 \text{Mpa.} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_s \cdot (d-x)}{I_0} = \frac{15 \cdot 5.16 \cdot 10^{-3} \cdot (0.19 - 0.047)}{12647.81 \cdot 10^{-8}} ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 87.51 \text{Mpa.} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ C.V}$$

Donc : Les contraintes à l'ELS sont vérifiées

4.1.5.2 Ferraillage transversal :

✦ Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u\max} = 12.98 \text{KN}$$

*fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = \frac{12.98 \cdot 10^{-3}}{0.10 \cdot 1.19} = 0.683 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.683 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✦ Calcul des Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(210/35; 100/10; 12) \text{mm} = 6 \text{mm}$$

$$\phi_i = 1.2 \text{ cm}$$

ϕ_i : (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

On adopte : **1 cadre T6**

✦ Espacement des armatures transversales:

D'après le (RPA 99) :

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12 \phi_l ; 30 \text{cm})$ On prend $S_t = 5 \text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq (h/2)$ On prend $S_t = 10 \text{cm}$

✦ Vérification au glissement :

En appui :

$$Vu - \frac{Mu}{0.9d} \leq 0 \quad \text{avec : } \{ Vu=12.98\text{KN} ; Mu= 8.66\text{KN.m} \}$$

$$\Rightarrow -37.66 \leq 0 \dots\dots\dots CV$$

Alors pas d'un risque de glissement des armatures au niveau d'appuis.

✦ **Condition de la flèche :**

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

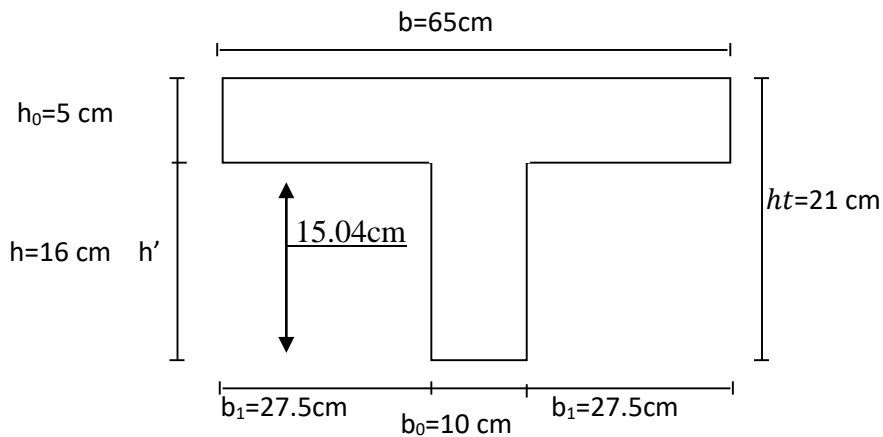


Figure 4-6: Dimmensions de la poutrelle

Moment d'inertie :

$$I_0 =$$

$$\left[\frac{65 \cdot 5^3}{12} + [(65 \cdot 5) \left(\frac{5}{2} + 0.96 \right)^2] \right] + \left(\frac{10 \cdot 16^3}{12} + [(10 \cdot 16) \cdot (8 - 0.96)^2] + (15 \cdot 3.39) \cdot (15.04 - 2)^2 \right)$$

$$I_0 = 54557.65 \text{ cm}^4$$

Calcul les coefficients : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$; $b_0 = 10 \text{ cm}$, $d = 19 \text{ cm}$

$$\lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{p(2 + 3b_0/b)} ; \quad p = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.018 ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

Donc : $\lambda i = 2.34$

Alors : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.865$$

$$I_{fp} = \frac{1.1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 * 54557.65}{1 + (2.34 * 0.856)} = 19845.05 \text{ cm}^4 \quad ; l = 3.70 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = \frac{10.65 * 10^{-3} * 3.7^2}{10 * 32164.20 * 19845.05 * 1}$$

$$f_{pi} = 2.28 \text{ mm} < F_{adm} = \frac{370}{500} = 7.4 \text{ mm} \quad \text{C.V}$$

4.1.6 Ferraillage de la dalle de compression:

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par les treillis soudés, dont

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures:

$$\Rightarrow \begin{cases} fe = 400 \text{ Mpa.} \\ A1 \geq \frac{4 \cdot L}{Fe} \text{ . Avec } L = 65 \text{ cm} \quad \text{donc : } A1 \geq 0.65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

-pour les armatures parallèles aux nervures:

$$A2 = \frac{A1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4.1.7 Tableau récapitulatifs des ferraillages choisis :

Tableau 4-3: Ferraillage choisis des poutrelles

Niveau	Poutrelle	Arm long (cm ²)				Arm trans (cm ²)
		Ast calculé (cm ²)		Ast choisie (cm ²)		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
RDC (habitation , étages Coutante)	Type (1)	1.08	1.46	3T12	1T12+1T14 (Chapeau)	Ø6
	Type (2)	0.78	1.36	3T12	1T12+1T14 (Chapeau)	
	Type (3)	2.24	3.67	3T12	3T14 (Chapeau)	
Terrasse inaccessible	Type (1)	1.01	1.41	1T12	1T12+1T14 (Chapeau)	

4.2 Etude des escaliers

4.2.1 Dimensionnement d'escalier :

Pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

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

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

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

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

$$\ll g+2h= m \gg$$

$$\text{Avec : } 59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$$

Dans notre cas nous avons :

$$59 \leq 2 \times 17 + g \leq 66$$

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17$$

$$25 \leq g \leq 32$$

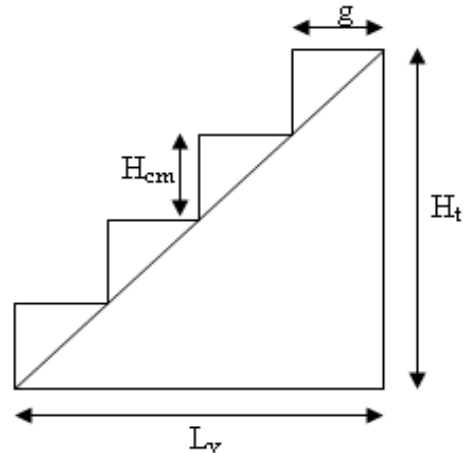


Figure 4-7: Schéma de la paillasse

Donc : on prend $g = 30 \text{ cm}$

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

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

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

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

G = 30 cm

-Nombre de contre marche et de marche :

$$N_{\text{cm}} = H/2h \quad H : \text{ hauteur libre d'étage}$$

$$N_{\text{cm}} = 3.06 / (2 \times 17) = 9 \text{ contre marches}$$

$$N_{\text{m}} = N_{\text{cm}} - 1 = 8 \text{ marches.}$$

-La longueur de la volée :

$$L_{\text{v}} = N_{\text{m}} \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

-L'angle d'inclinaison :

$$\text{tag} \alpha = H/L = 153/240 = 0.6375$$

$$\alpha = \text{Cotg}(0,6375) = 32,52^\circ$$

-L'épaisseur de la paillasse : est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (240^2 + 153^2)^{1/2} = 284,62 \text{ cm}$$

$$284,62/30 \leq e \leq 284,62/20$$

$$9,487 \text{ cm} \leq e \leq 14,231 \text{ cm}$$

On adopte: **e=15cm**..... (Pour les raisons de la vérification de la flèche)

4.2.1.1 Evaluation des charges :

On a un escalier à double palier.

A). Le palier :

Tableau 4-4: Charges permanentes et charges d'exploitation du palier

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	19	0.38
Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	18	0.36

G =	5.29	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

N.B : on a deux paliers de longueur ($L_1=0.55$ et $L_2=1.60$) m

Donc : **G=G₁ =G₂= 5.29KN/m²**

Q= Q₁ =Q₂= 2.5KN/m²

B). La paillasse :

Tableau 4-5:Charges permanentes et charge d'exploitation du paillasse

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	19	0.38
Poids propre des marches	0.085	25	2.125
Poids propre de la paillasse	0.15	25/cos32.52	4.45
Enduit ciment	0.02	18/cos32.52	0.43

G =	8.18	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

4.2.1.2 Ferraillage d'escalier :

Le calcul du ferraillage d'escalier se fait à la flexion simple

L'enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm

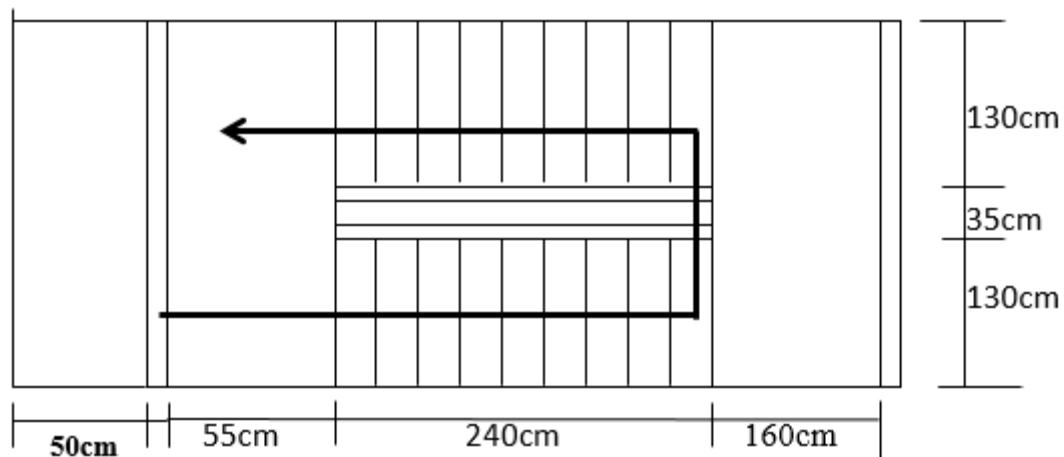


Figure 4-8: Coupe longitudinale des escaliers

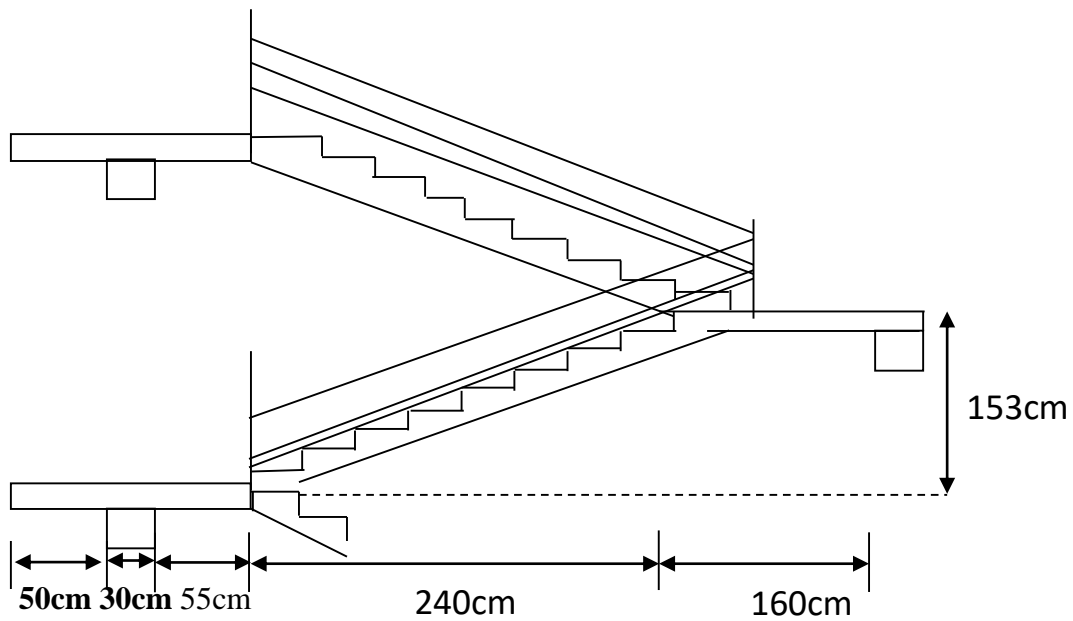


Figure 4-9: Escalier coupe transversale

a) Calcul des sollicitations à ELU :

On a la combinaison à L .E.L.U :

$$N_m = N_{cm} - 1 = 8 \text{ marches.}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{10.89 \text{KN/ml}}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 1.35 \times 8.18 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{14.80 \text{KN/ml}}$$

Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\text{On a : } L_1 = 1.60 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.40 \text{ m}$$

$$L_3 = 0.55 \text{ m}$$

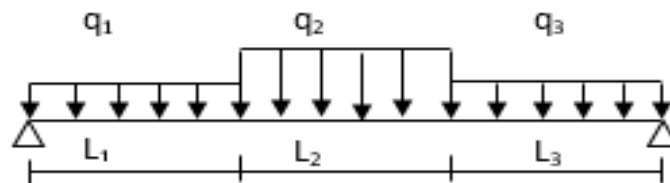


Figure 4.10: Schéma statiques des escaliers

Alors : $q_{eq}=12.95 \text{ KN/ml}$

Calcul des moments : $l=4.55 \text{ m}$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = 33.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_0 = 28.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.30 \cdot M_0 = 10.053 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures longitudinales :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \dots \dots \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

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

$$d = e - c - \Phi / 2 = 17 - 2 - \frac{3}{2} \Rightarrow d = 13.5 \text{ cm}$$

Les résultats dans le tableau :

Tableau 4-6: Ferrailage de la paillasse

section	B (cm)	D (cm)	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{smin}	A_s (cm ²)	A_{adopte}
Travée	100	13.5	28.49	0.11	0.15	0.13	1.63	6.29	6T ₁₂ =6.79
Appuis	100	13.5	10.053	0.04	0.05	0.13	1.63	2.24	4T ₁₀ =3.14

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

-En travée: $S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

-Sur appui : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

Armature de répartition :

-En travée : $A_r = A_{at} / 4 = 6.79 / 4 = 1.695 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 T₁₀ = 2.36 cm²**

-Sur appui : $A_r = A_{at} / 4 = 3.14 / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 T₈ = 1.52 cm²**

Condition de non fragilité :

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

En travée : $A_{st} = 6.78 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$ CV

En appui : $A_{st} = 3.14 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$ CV

✦ **Vérification à ELU :**

Contrainte tangentielle du béton :

• **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ M}_{pa})$$

$$= \min(0.2 \times 25 / 1.5; 5) \text{ M}_{pa} = 3.33 \text{ M}_{pa}$$

$$V_u = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{12.95 \times 4.55}{2} \Rightarrow V_u = 29.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = 0.22 \text{ M}_{pa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ M}_{pa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ M}_{pa} \dots\dots \mathbf{C.V}$$

• **Fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.167 \text{ M}_{pa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ M}_{pa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ M}_{pa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

b) calcul à E.L.S :

On a la combinaison à L .E.L.S :

$q_s = g + q$ pour (1ml)

Palier : $q_1 = q_3 = 5.29 + 2.5 = 7.79 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 8.18 + 2.5 = 10.68 \text{ KN/ml}$

Charge équivalente :

$$q_{s,eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

On a : $L_1 = 1.60 \text{ m}$

$L_2 = 2.40 \text{ m}$

$L_3 = 0.55 \text{ m}$

Alors : $q_{s,eq} = 9.31 \text{ KN/ml}$

★ Vérification à l'E.L.S :

Calcul des moments : $L=4.55 \text{ m}$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = 24.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_0 = 20.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.30 \cdot M_0 = 7.23 \text{ KN.m}$$

4.2.1.3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

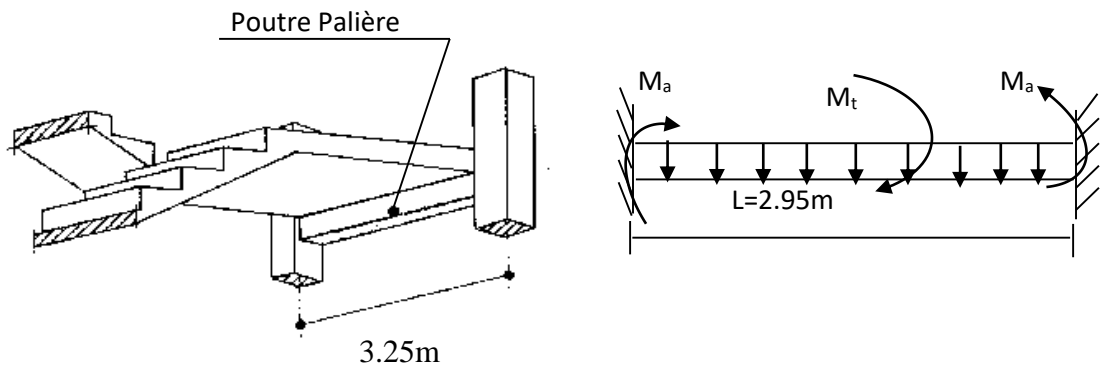


Figure 4-11: Schéma de la poutre palière

4.2.1.3.1 Dimensionnement:

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

-Selon le CBA 93

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \\ 19.66 \leq h \leq 29.5 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{b = 30}$$

-Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 35 \text{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \text{CV} \\ h/b = 35/30 = 1.167 < 4 \quad \text{.....CV} \end{array} \right.$$

—————→ Donc on choisit une section de la poutre palière (**b × h = 30×35**) cm²

Calcul en flexion :

4.2.1.3.2 Evaluation des charges :

Charge permanente :

- poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- poids des paliers et paillasse : $R_1 = \frac{q_{eq} l}{2} = \frac{12.95 \times 4.55}{2} = 29.46 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ KN/ml}$$

✦ **Calcul à L'ELU :**

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée non préjudiciable.

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R = (1.35 \times 2.625) + (1.5 \times 0.75) + 29.46 \Rightarrow q_u = 34.13 \text{ KN/ml}$$

Les moments : $l = 2.95 \text{ m}$

- ✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 37.13 \text{ KN.m}$
- ✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 31.561 \text{ KN.m}$
- ✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 11.14 \text{ KN.m}$

♦ **Ferraillage de la poutre palière :**

Calcul des armatures :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \text{ } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$= \frac{0.23 \times 30 \times 31.5 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.9 \cdot x_h = 0.9 \cdot 35 \Rightarrow d = 31.5 \text{ cm}$$

Tableau 4-7: Ferrailage de la poutre palière

Section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Travée	30	31.5	31.561	0.075	0.098	30.26	1.14	2.3	4T ₁₂ =4.52
Appui	30	31.5	11.14	0.026	0.033	31.08	1.14	1.03	2T ₁₂ =2.26

Vérification à l'E.L.U:

Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

En travée : A_{st} = 4.52 > A_{min} = 1.14 cm² CV

En appui : A_{st} = 2.26 > A_{min} = 1.14 cm² CV

Armature de répartition :

-En travée : A_r = A_{at} / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 cm² ; on adopte : 2 T₁₀ = 1.57 cm²

-Sur appui : A_r = A_{at} / 4 = 2.26 / 4 = 0.57 cm² ; on adopte : 2 T₈ = 1.01 cm²

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5M_{pa}) = 3.33 M_{pa}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{34.13 \times 2.95}{2} = 50.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.533 M_{pa}$$

$$\tau_u = 0.533 M_{pa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 M_{pa} \text{ C.V}$$

Calcul des armatures d'âmes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,4 \text{MPa}$$

$$\text{et : } S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) = 28,35 \text{cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0,4 \frac{30 \times 28,35}{400} = 0,85 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0,85 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm²**

✦ **Calcul à l'E.L.S :**

Les charges sollicitées :

Charge permanente :

- poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{KN/ml}$
- poids des paliers et paillasse : $R_2 = \frac{q_u l}{2} = \frac{12,95 \times 4,55}{2} = 29,46 \text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{KN/ml}$$

Combinaison de charge : $l = 2,95 \text{m}$

$$q_s = G + Q + R = 2,625 + 0,75 + 29,46 \Rightarrow q_s = 32,84 \text{KN/ml}$$

- ✦ le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 35,72 \text{KN.m}$
- ✦ le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 30,362 \text{KN.m}$
- ✦ le moment sur appui : $M_a = 0,30 M_0 = 10,72 \text{KN.m}$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{295} = 0,118 \geq 0,062 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0,118 \geq 0,085 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,16}{30 \times 32} = 0,006 \leq 0,01 \dots \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est acceptable.

Plan de ferrailage des escaliers :

↳ Poutres palière :

En travée : 4T12 = 4.52 cm²

Sur appui : 4T12 = 4.52 cm²

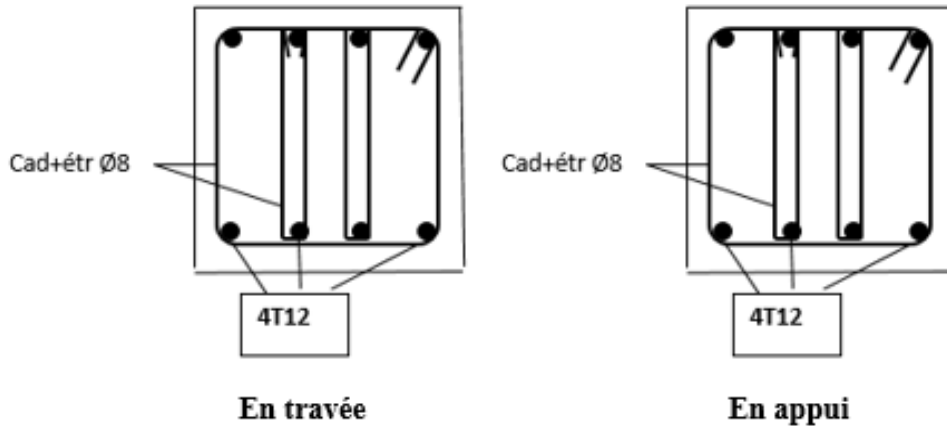


Figure 4-12: Schéma de ferrailage de la poutre palière

• **Plan de ferrailage :**

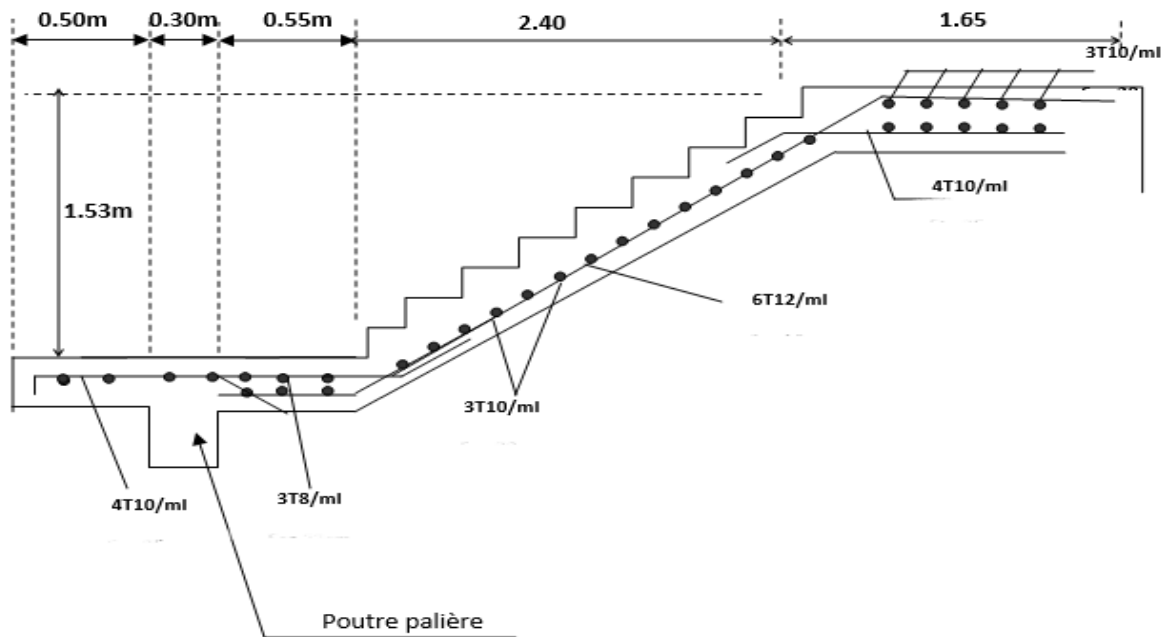


Figure 4-13: Schéma de ferrailage des escaliers

4.3 Etude de l'acrotère :

4.3.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité assimilé à une console encastré au niveau de terrasse.
Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bonde de 1m soumise à la flexion composé.

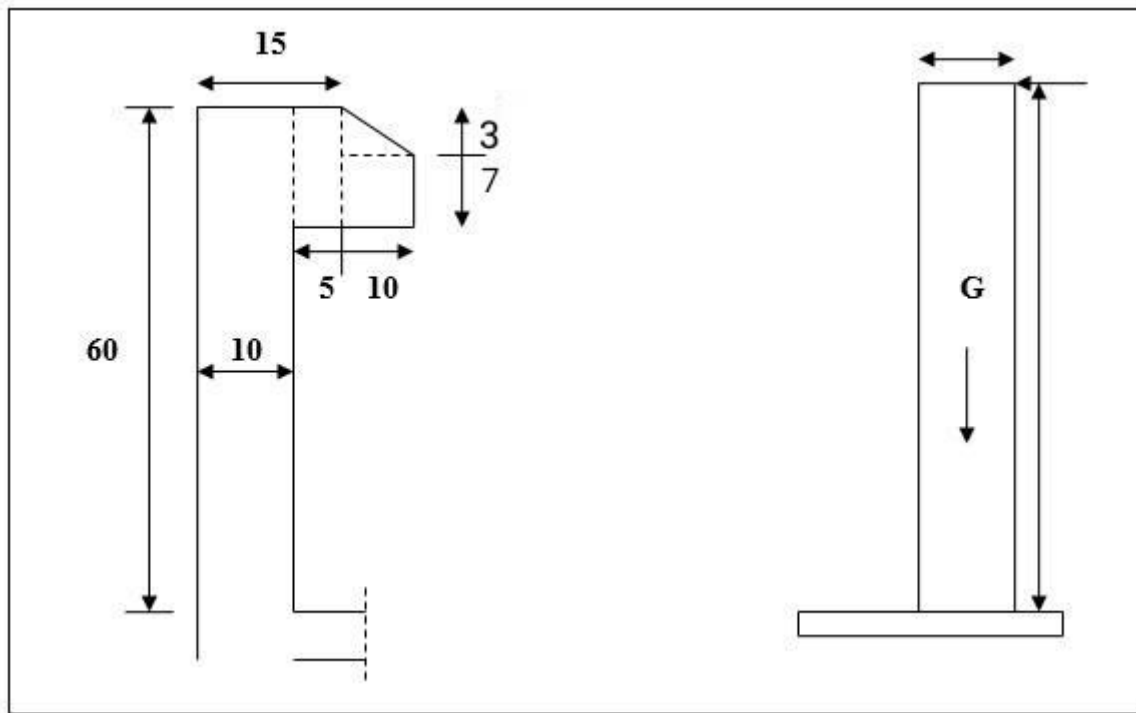


Figure 4-14: Coupe de l'acrotère

4.3.2 Evaluation des charges :

4.3 .2.1 Poids propre de l'acrotère :

Surface de l'acrotère :

$$G_{acr} = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1) \right] \times 25$$

G =	1.837	(KN/m²)
------------	--------------	---------------------------

La masse volumique $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

La charge due à la main courante de personne est supposée = 1 KN / ml

Charge horizontale :

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

Force sismique : $F_P = 4 A C_P W_P$

$A = 0,15$A: coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_P = 0,80$ C_P : facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1.7125KN/ml$ W_P : poids de l'acrotère.

D'où : $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1.837 \Rightarrow F_P = 0.88 \text{ KN/ml}$

4.3.2.2 Surcharge d'exploitation Q (action du vent):

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

Tableau 4-8: Les charges de l'acrotère

G (KN/ML)	Q (KN/ML)	FP
1.837	1	0.88

4.3.3 Calcul des sollicitations (moments et des efforts tranchants):

Tableau 4-9: Sollicitations de l'acrotère

E.L.U		
N_U (KN/m)	M_U (KN. m)	T_U (KN/m)
1.35G	$1.50 * Q * h$	1.5Q
2.48	0.9	1.5
E.L.S		
N_S (KN/m)	M_S (KN. m)	T_S (KN/m)
G	$Q * h$	Q
1.837	0.6	1

4.3.4 Calcul de l'excentricité :

-Démarche à suivre (BAEL 91 M99 ; ch12 ; p172)

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_0 = 1.7 \text{ cm}$; e_0 : L'excentricité du noyau central

$$e = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e = \frac{0.9}{2.48} = 0.36 \text{ m}$$

$\Rightarrow e = 36 \text{ cm}$; e : L'excentricité de premier ordre.

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 36 + ((0.9 \cdot 10) - 5) = 0.40 \text{ m}$$

$e > e_0 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

4.3.5 Détermination du ferrailage :

➤ Calcul à l'ELU : Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 9 \text{ cm} \end{array} \right.$$

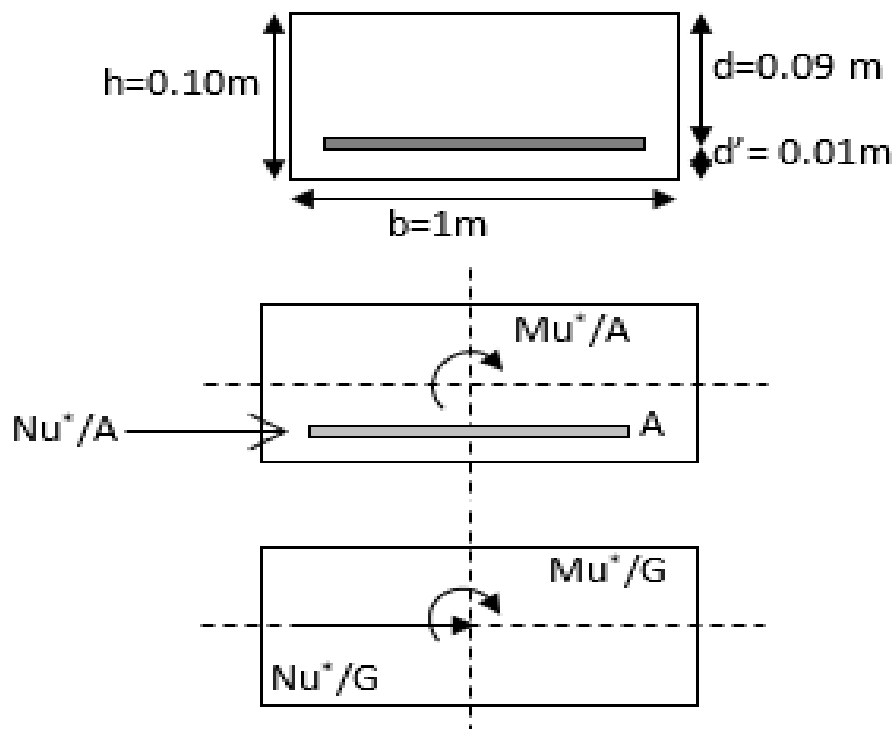


Figure 4-15: Schéma des coupes transversales de l'acrotère

Moment de flexion fictif:

$$M_a = N_u * e_a = 2.48 * 0.4 = \mathbf{0.992KN.m}$$

$$M_a = 0.992KN.m$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{0.992 * 10^{-3}}{1 * 0.09^2 * 14.16} \Rightarrow \mu = \mathbf{0.008}$$

$\mu < \mu_r = \mathbf{0.392} \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (S.S.A ; $A_{sc} = 0$).

On a: dans le domaine(1), $\epsilon_s = 1 \%$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \alpha = \mathbf{0.010}$$

Bras de levier :

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow \mathbf{Z = 0.09 m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_s} * \left[\frac{Ma}{Z} - N_u \right] = \frac{1}{348} * \left[\frac{0.992 * 10^{-3}}{0.09} - 2.48 * 10^{-3} \right] = \mathbf{0.25cm^2}$$

Le choix : **$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$**

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_c = 0.23 * 1 * 0.09 * \left(\frac{2.1}{400} \right) = \mathbf{1,08 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Donc : On adopte : $A_s = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2} \Rightarrow 4T10$

- Armatures principales :

Le ferrailage se fera avec la section: $A_{st} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \mathbf{0.50cm^2}$$

Le choix : $A_r = 3T6 = 0.85 \text{ cm}^2$

Tableau 4-10: Calcul des sections des armatures

Acrotère de (60) cm	$A_{ST}(cm^2)$	$A_{ST}(min)$	Fr. adopté	$A_{ST}(cm^2)$	$A_r(cm^2)$	Fr. adopté
	0.25	1.1	4T10	3.14	0.85	3T6

4.3.5.1 Espacement maximal :

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

$$S_t = \frac{b-(2c+7\Phi)}{6} = \frac{100-(2 \times 3+7 \times 1,0)}{6} = 10,87 < 33\text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15\text{ cm}$.

-Vérification à ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,837} = 0,33\text{ m} \quad , \quad \frac{h}{6} = 0,0167\text{ m}$$

$$\Rightarrow e > \frac{h}{6} : \text{donc } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

e_1 sera défini par l'équation du 3ème degré suivants : $e_1^3 + P \times e_1 + q = 0$.

$$A_2 = 0 \quad ; \quad Ast = 0,25\text{ cm}^2 \quad ; \quad h = 10\text{ cm} \quad ; \quad d' = 1\text{ cm} \quad ; \quad d = 9\text{ cm} \quad ; \quad b = 100\text{ cm}$$

$$P = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6.n.Ast}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) = -0,23\text{ m}^3$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{6.n.Ast}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 = 0,045\text{ m}^4.$$

❖ Méthode des interactions successives :

$$\text{On a : } e_1 = \sqrt[3]{(-p.e_1 - q)}$$

On prend la valeur de $e_1 = 0,3\text{ m}$

$$e_1 = 0,3\text{ m} \rightarrow 0,29$$

$$0,29\text{ m} \rightarrow 0,2789$$

$$0,2789\text{ m} \rightarrow 0,2675$$

$$0,2675\text{ m} \rightarrow 0,2547$$

$$0,2547\text{ m} \rightarrow 0,2385$$

$$0,2385\text{ m} \rightarrow 0,2144$$

$$0,2144\text{ m} \rightarrow 0,1627$$

$$0,1627\text{ m} \rightarrow -0,1964$$

$$-0,1964\text{ m} \rightarrow -0,4484$$

$$-0,4484\text{ m} \rightarrow -0,5291$$

$$-0,5291\text{ m} \rightarrow -0,5503$$

$$-0,5503\text{ m} \rightarrow -0,5556$$

$$-0,5556\text{ m} \rightarrow -0,5569$$

$$-0,5569\text{ m} \rightarrow -0,5573$$

$$-0,5573\text{ m} \rightarrow -0,5573$$

Donc $e_1 = 55,73\text{ cm}$

Donc on a :

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,5573 - 0,33$$

$$X = 0,2773\text{m}$$

4.3.5.2 Calcul des contraintes :

a. Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{S} \times X \quad ; \quad Ast = 3.14\text{cm}^2$$

$$\text{Avec : } S = \frac{b \cdot x^2}{2} \cdot n \cdot Ast \cdot (d - x)$$

$$S = -3.39 \times 10^{-5} \text{m}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1.837 \times 10^{-3} \times 0.2773}{-3.39 \times 10^{-5}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = -15.03\text{Mpa}$$

b. Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_S (d - x)}{S} = \frac{15 \times 1.837 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0.2773)}{-3.39 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 152.24\text{Mpa}$$

4.3.5.3 Calcul des contraintes admissibles :

a. Béton :

$$\sigma_{bc(adm)} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc(adm)} = 15\text{Mpa.}$$

b. Acier :

$$\sigma_{st(adm)} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{(n \cdot f_{c28})}\right) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st(adm)} = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{(1,6 \times 25)}\right) = 201,63\text{Mpa}$$

Vérification des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = -15.03\text{Mpa} < \sigma_{bc(adm)} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 152.24\text{Mpa} < \sigma_{st(adm)} = 201,63\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

4.3.5.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1,50 \times 10^{-3} / (1 \times 0,09) = 0,0167 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{Mpa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{Mpa} \tau_u = 0,0167 < 2,5 \text{Mpa} \dots \text{cv}$$

4.3.6 Croquis de ferrailage :

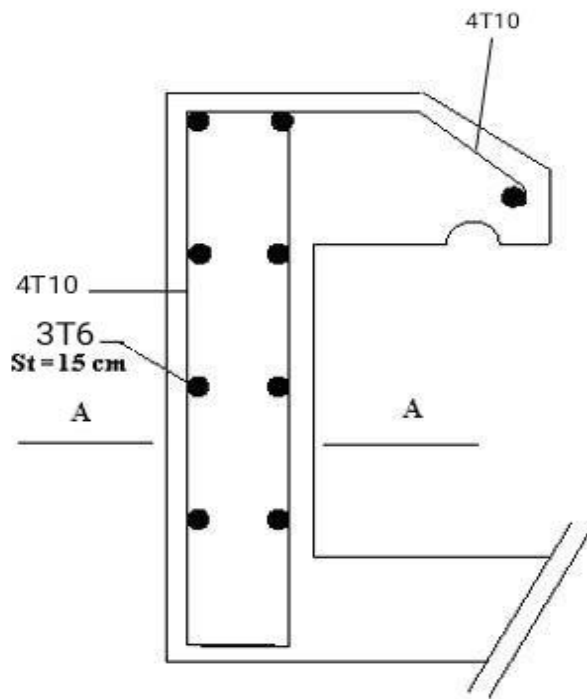


Figure 4-16: Schéma du ferrailage

4.4 L'étude de la dalle pleine :

4.4.1 Introduction :

Les dalles pleines sont considérées comme des poutres en console soumise à la flexion simple. On adopte une épaisseur de $h = 15$ cm et le calcul se fera pour une bande de 1.00 ml.

4.4.2 Descente des charges :

Tableau 4-11: Descente des charges

NIVEAU CHARGE	NIVEAU ETAGE COURANTE	POIDS DE MAÇONNERIE
G (KN/ml)	5.29	1.78
Q (KN/ml)	3.5	

4.4.3 Combinaison d'action :

Tableau 4-12: Combinaison d'action

Niveau	COMBINAISON D'ACTION			
	ELU (KN/ml)		ELS (KN/ml)	
Étage	$Q_u = 1.35G + 1.5Q$	$P_u = 1.35P$	$Q_s = G + Q$	$P_s = p$
	12.392	2.403	8.79	1.78

4.4.4 Détermination des sollicitations :

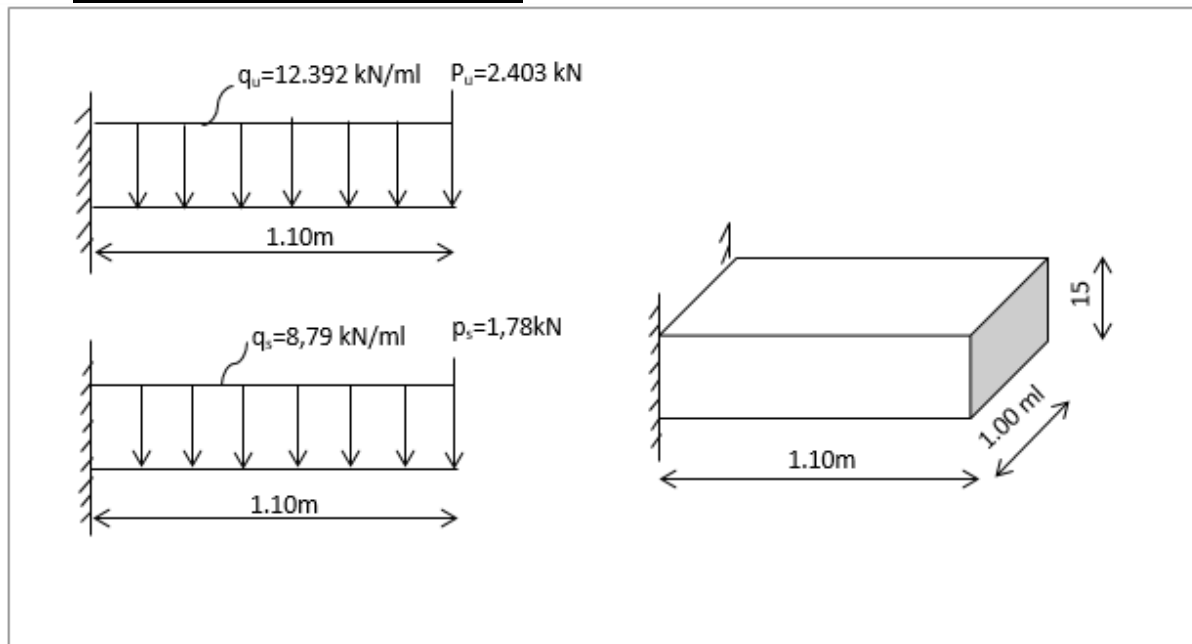


Figure 4-17: Schéma statique de la dalle pleine

-ELU :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{(x)} = -Pu \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} = -6.2x^2 - 2.403x \\ T_{(x)} = -Pu - q_u \cdot x = -6.2x - 2.403 \end{cases}$$

$$-M_{(x)} = \begin{cases} M_{(0)} = 0 \\ M_{(1,1)} = -10.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$-T_{(x)} = \begin{cases} T_{(0)} = -2.403 \text{ kN} \\ T_{(1,1)} = -9.223 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 10.15 \text{ KN.m}$$

-ELS :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{(x)} = -Ps \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} = -4.395x^2 - 1.78x \\ T_{(x)} = -Ps - q_s \cdot x = -4.395x - 1.78 \end{cases}$$

$$-M_{(x)} = \begin{cases} M_{(0)} = 0 \\ M_{(1,1)} = -7.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$-T_{(x)} = \begin{cases} T_{(0)} = -1.78 \text{ kN} \\ T_{(1,1)} = -6.615 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 7.28 \text{ KN.m}$$

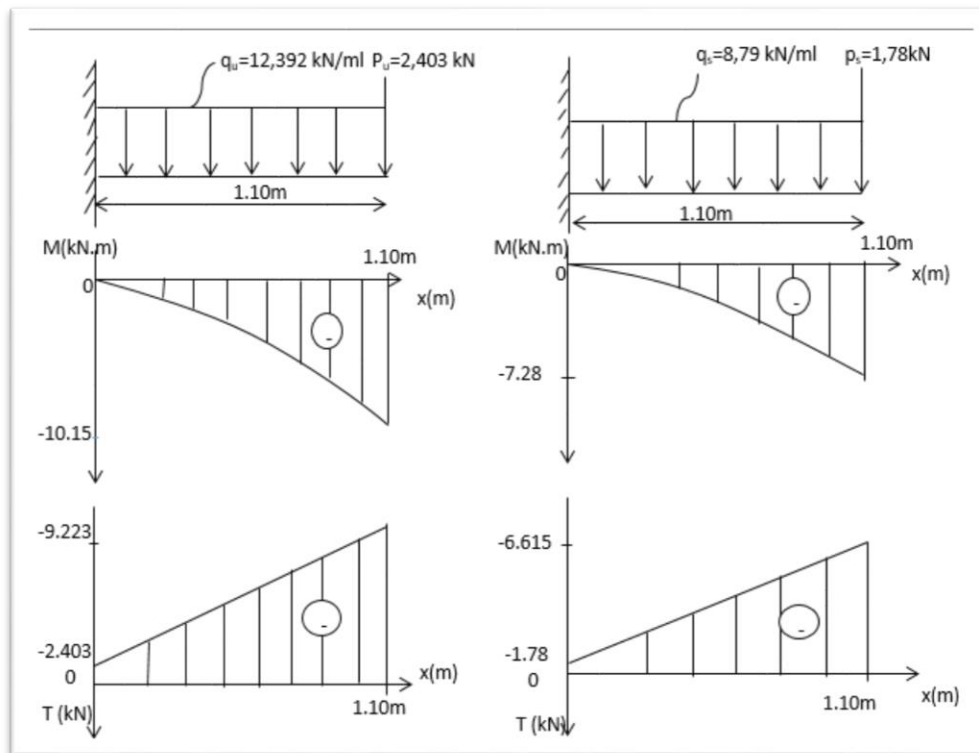


Figure 4-18: Diagramme des moments et efforts tranchants

4.4.5 Détermination du Ferrailages:

4.4.5.1 ELU :

$$h = 15\text{cm} ; d = 0.9 h = 13.5\text{cm} ; b = 1\text{m} .$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \mu = \frac{10.15 \cdot 10^{-3}}{1.0 \cdot 135^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu = 0.039 \Rightarrow \mu < 0.392 \Rightarrow \text{donc : S.S.A. (Asc= 0).}$$

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \alpha = 0.05$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad Z = 0.1323\text{m}.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{10.15 \cdot 10^{-3}}{0.1323 \cdot 348} \Rightarrow A_{st} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : « $A_{st} = 7T12$ » de section $7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.5\%(100 \cdot 15) = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% b \cdot h = 4\%(100 \cdot 15) = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{max}$$

$$7.5 \leq 7.92 \leq 60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e \text{ cm}^2 \right) ; A_{st} \geq \max (1.5 \text{ cm}^2 ; 1,63 \text{ cm}^2) = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } 7.92 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : « $A_r = 4T10$ » de section $3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

4.4.5.2 Vérification à l'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h \cdot (A_{st})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d \cdot A_{st})}{h(A_{st})^2}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot (7.92)}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100(13.5 \cdot 7.92)}{15(7.92)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4.59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15A_{st}(d-x)^2 = \frac{100 \cdot 4.59^3}{3} + 15 \cdot 7.92(13.5 - 4.59)^2$$

$$I_0 = 12654.73 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I_0} = \frac{7.28 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0459}{12654.73 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.64 \text{ Mpa.} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta M_s \cdot (x - d')}{I_0} = \frac{15 \cdot 7.28 \cdot 10^{-3} \cdot (0.0459 - 0.015)}{12654.73 \cdot 10^{-8}} \quad ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{e1}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = \min(266.67; 201.63) \text{ Mpa} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 26.66 \text{ Mpa.} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_s \cdot (d - x)}{I_0} = \frac{15 \cdot 7.28 \cdot 10^{-3} \cdot (0.135 - 0.0459)}{12654.73 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 76.89 \text{ Mpa.} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

Donc : Les contraintes à l'ELS sont vérifiées.

-Ferrailage transversal :

-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{\text{umax}} = 9.223 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{9.223 \cdot 10^{-3}}{0.15 \cdot 0.135} = 0.455 \text{ MPA}$$

***fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.455 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

4.4.6 Condition de la flèche :

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I 0 » :

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15A_{st}(d-x)^2 = \frac{100 \cdot 4.59^3}{3} + 15 \cdot 7.92(13.5 - 4.59)^2$$

$$I_0 = 12654.73 \text{ cm}^4$$

Calcul les coefficients :

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13.5 \text{ cm} \quad .$$

$$\lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{5p} \quad ; \quad p = \frac{A_s t}{b.d} = 0.006 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

Donc : $\lambda_i = 3.5$

Alors : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.648$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 4259.55 \text{ cm}^4 \quad ; \quad l = 1.1 \text{ m} \quad ; \quad M_s = 7.28 \text{ KN.m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 0.58 \text{ mm} < F_{adm} = \frac{110}{500} = 2.2 \text{ mm C.V}$$

4.4.7 Plan de ferrailage :

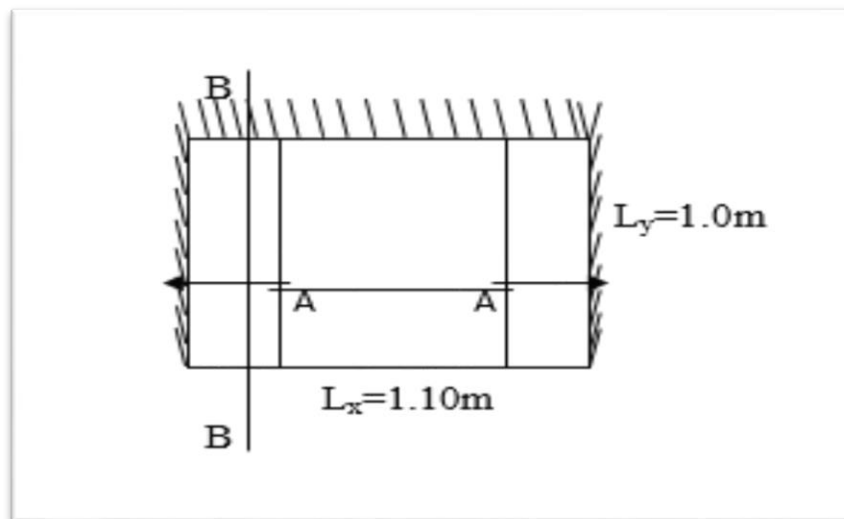


Figure 4-19: Schéma de la dalle pleine

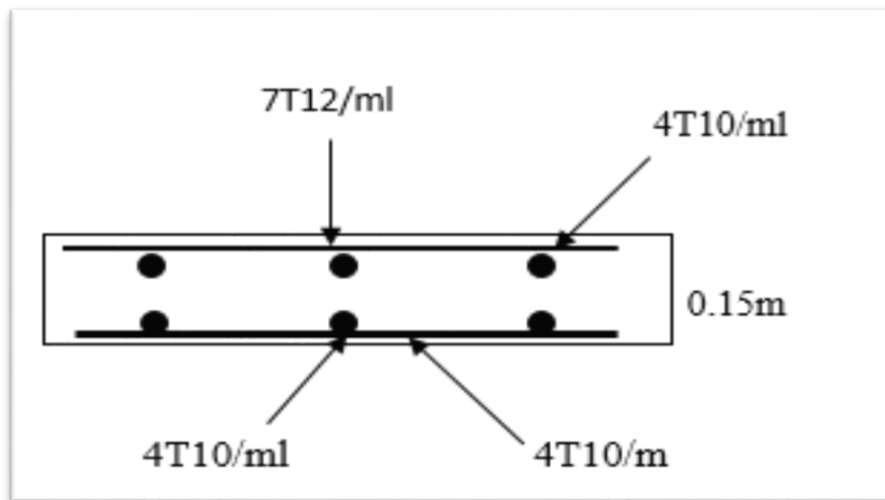


Figure 4-20: Coupe longitudinale de ferrailage de la da

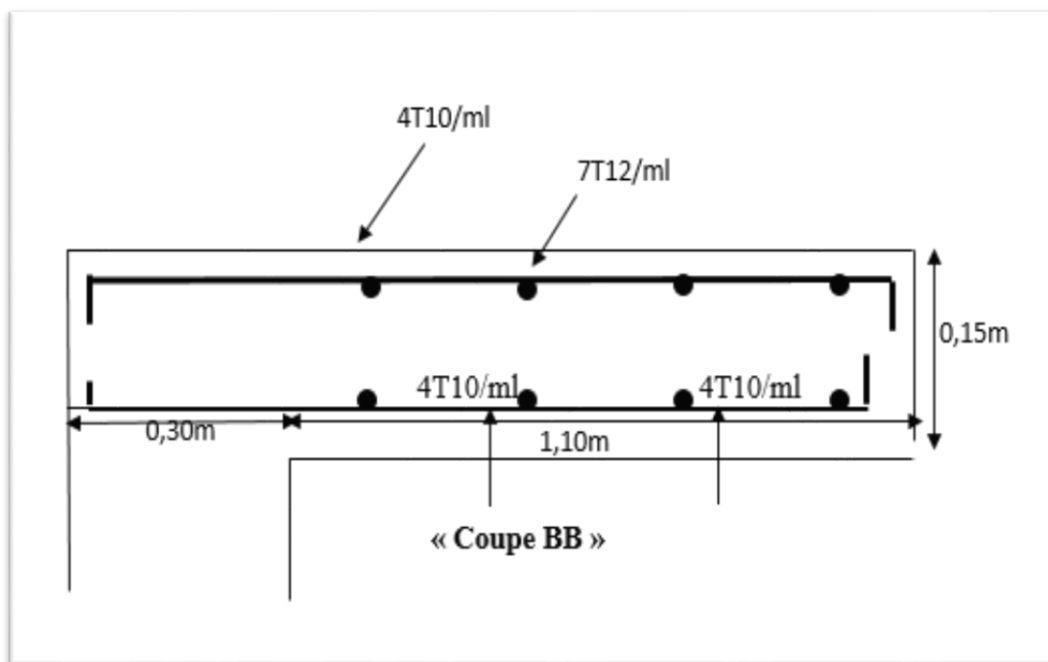


Figure 4-21: Coup transversale de ferrailage de dalle pleine

CHAPITRE 5

ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

CHAPITRE 5: ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

5.1 Introduction :

Une conception parasismique d'une structure doit être prise en charge. Car les séismes constituent un problème majeur de génie parasismique, et que le but c'est d'assurer une sécurité satisfaisante en faisant une estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique.

❖ Choix de la méthode de calcul :

Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

Alors la méthode choisie est la méthode d'analyse modale spectrale, et pour vérification on utilise la méthode statique équivalente.

Le logiciel de calcul de structure (SAP 2000) est utilisé, il permet la modélisation des caractéristiques de rigidité et de masse de la construction.

5.2 Les données de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un ouvrage courant d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective, situé à Jijel (zone IIa), il sera :

- Classé au groupe d'usage 2.
- La catégorie du site est S_2 (site ferme).

-Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- Coefficient d'accélération A :

Zone (II-a), (d'après la classification sismique de wilaya de Jijel: RPA 99 version 2003)

Groupe (2) alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A= 0,15$

(Tableau 4.1 RPA 99 V 2003 P41).

○ Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/2003 en fonction du système de Contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

Cette structure est contreventée par des voiles porteurs. Alors le coefficient de Comportement global de la structure égale à $R=3.5$

5.3 Vérification des critères de qualité :

a) Condition minimales sur les files de contreventement :

- système de Portiques : D'après le RPA99 V 2003 chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travée dont le rapport des portées n'exède pas 1.5.

Dans le sens x :

$$\frac{3.70}{3.35} = 1.104 < 1.5$$

$$\frac{3.25}{3.45} = 0.942 < 1.5$$

$$\frac{3.35}{3.25} = 1.031 < 1.5$$

$$\frac{3.45}{3.70} = 0.932 < 1.5$$

Donc : cette critère est observée $\rightarrow P_{qx} = 0$

Dans le sens y :

On a deux travées seulement, donc cette condition n'est pas observée $\rightarrow P_{qy} = 0.05$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Dans le sens x :

$$\frac{3.70}{3.25} = 1.14 < 1.5$$

Donc : critère observé $\rightarrow P_{qx} = 0$

Dans le sens y :

On a 3 files, critère non observée. $\rightarrow P_{qy} = 0.05$

c) Régularité en plan :

Ce bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Donc cette condition est vérifiée. Critère observé $\rightarrow P_{qx} = P_{qy} = 0$

d) Régularité en élévation :

Ce bâtiment est classé régulier en élévation car tous les critères de régularité en élévation (d1 à d4) sont respectés.

- d1 : Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. Condition vérifiée.
- d2 : 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.
- d3 : 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.

• d4 : la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension. → $P_{qx} = P_{qy} = 0$

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Le critère est non observé → $P_{qx} = P_{qy} = 0.05$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il n'est pas prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission ne doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Donc ce critère est non observé → $P_{qx} = P_{qy} = 0.10$

Les différents critères sont illustrés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 5-1: Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
La somme	0.15	0,25

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$ (Formule 4. 4 RPA 99V2003, P46).

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0,15 = 1,15 \\ Q_y = 1 + 0,25 = 1,25 \end{cases} \Rightarrow Q = 1,25$$

Facteur de correction d'amortissement « η » :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad \text{Formule 4.3 RPA 99 P41}$$

-Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau

-constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

- $\xi = 7\%$ pour portiques en béton armé avec un remplissage dense

-Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} \Rightarrow \eta = 0,8819 > 0,7 \quad \text{C.V}$

○ Période T_1 et T_2 du site considérées S_2 (ferme) :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15S \\ T_2 = 0,40S \end{cases}$$

○ Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**RPA99**, P34)

$$\circ \frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3,0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m/s²

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le

RPA99/Version2003.

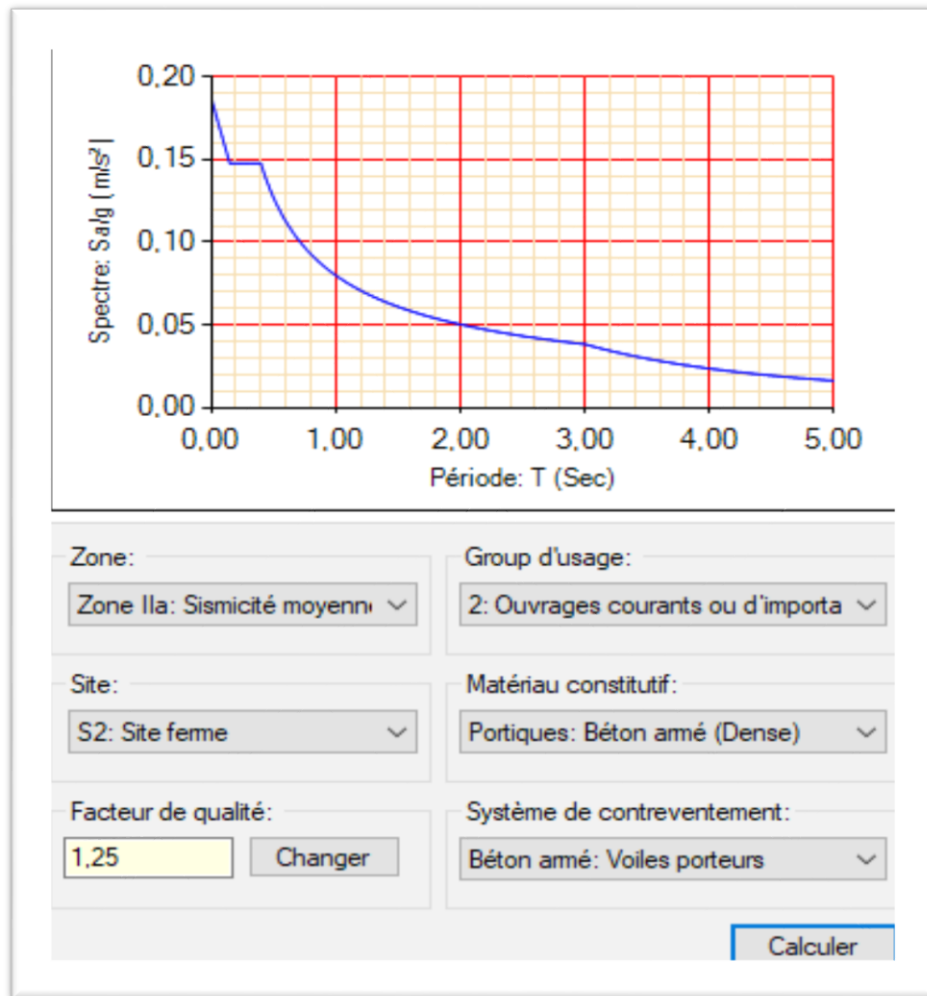


Figure 5-1: Spectre de réponse extrait de logiciel "RPA SPECTRE"

- Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS} = G + Q \\ ; \\ G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique $T = c_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

c_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le Tableau (4.6 du PRA99 V2003) P.4

$$c_T = 0,05$$

5.4 Vérification de la période propre

La période fondamentale calculée numériquement doit être inférieure à celle donnée par les formules empiriques donnée par le RPA99 V2003 (formule 4-6 de l'article 4-2-4).

$$T_{emp} = C_t(hn)^{3/4} C_t = 0,05 \quad hn = 24.48m$$

$$T_{emp} = 0,05(24.48)^{3/4} = 0,55 \text{ s}$$

$$t_x = 0,09 * 24.48 / \sqrt{17.45} \quad t_x = 0,53 \text{ s}$$

Cas 3 : $T = 0,09 hn / \sqrt{D} \Rightarrow$

$$t_y = 0,09 * 24.48 / \sqrt{8.85} \quad t_y = 0,74 \text{ s}$$

$$T_x = 1.3 t_x = 1,3 * 0,53 \quad T_x = 0,689 \text{ s}$$

Majore $T_{emp} \Rightarrow \Leftrightarrow$

$$T_y = 1.3 t_y = 1,3 * 0,74 \quad T_y = 0,962 \text{ s}$$

Période fondamentale du RPA : $T_2 = 0.4s$ sol ferme.

Tableau 5-2: Vérification des périodes

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	KN-s2	KN-s2	KN-s2
MODAL	Mode	1	0,780651	-0,000554	-37,538166	0,034052
MODAL	Mode	2	0,61977	37,433919	-0,001301	0,000226
MODAL	Mode	3	0,543701	-1,647121	-0,018497	-0,00097
MODAL	Mode	4	0,216872	0,001	-15,436591	0,058048
MODAL	Mode	5	0,200954	16,211355	0,000807	-0,001757
MODAL	Mode	6	0,145944	0,103682	0,004707	-0,004522
MODAL	Mode	7	0,094298	-8,388606	0,001904	0,006743
MODAL	Mode	8	0,092847	0,001782	8,769484	0,256304
MODAL	Mode	9	0,080839	0,001087	-0,100161	23,006306
MODAL	Mode	10	0,074498	0,167436	-0,001632	0,626415
MODAL	Mode	11	0,07369	-0,002546	-0,064216	6,10671
MODAL	Mode	12	0,069555	-0,002033	-0,133012	7,085783

Avec :

- Le 1^{ère} mode est un **mode de translation suivant Y**.
- 2^{ème} mode est un **mode de translation suivant X**.
- Le 3^{ème} est un **mode de torsion**.

Tableau 5-3: Vérification du période propre

	T_{dyn}	T_{emp}	$1,3T_{emp}$	$T_{emp} < T_{dyn} < 1,3T_{emp}$
X	0.619	0.53	0.689	C. Vérifier
Y	0.781	0.74	0.962	C. Vérifier

5.5 La participation massique de chaque mode :

D'après le RPA99V2003 (formule 4.3.4-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 l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considère.

5.5.1 Interprétation des résultats :

- o Notre modèle présente la participation massique suivant :

Tableau 5-4: Vérification de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,780651	1,705E-10	0,7825
MODAL	Mode	2	0,61977	0,77816	0,7825
MODAL	Mode	3	0,543701	0,77967	0,7825
MODAL	Mode	4	0,216872	0,77967	0,91482
MODAL	Mode	5	0,200954	0,92561	0,91482
MODAL	Mode	6	0,145944	0,92561	0,91482
MODAL	Mode	7	0,094298	0,96469	0,91482
MODAL	Mode	8	0,092847	0,96469	0,95753
MODAL	Mode	9	0,080839	0,96469	0,95754
MODAL	Mode	10	0,074498	0,9647	0,95754
MODAL	Mode	11	0,07369	0,9647	0,95754
MODAL	Mode	12	0,069555	0,9647	0,95755

La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 5ème mode.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sun UX} = 0.92561 > 90 \% \rightarrow \text{CV} \\ \text{Sun UX} = 0.92561 > 90 \% \rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

5.6 Poids total de la structure :

Selon le RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitation d'après le Tableau (4.5 RPA99V2003, P48)

-W poids total de la structure.

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec } n : \text{ le nombre de niveau}$$

$$w_i = w_{gi} + \beta \times w_{qi}$$

Avec : $\beta = 0,20$

Pour le calcul de la masse de la structure, on a la valeur qui est donnée par le logiciel

SAP2000.

-Masse totale de la structure :

Tableau 5-5: Poids totale de structure

NIVEAUX	WI (KN)
RDC	2383,731
1 ^{er} étage	2383,73
2 ^{ème} étage	2318,322
3 ^{ème} étage	2318,323
4 ^{ème} étage	2259,8
5 ^{ème} étage	2259,8
6 ^{ème} étage	2208,163
7 ^{ème} étage	1767,257
Wtotal = ΣW_i	17899,126

5.7 Justification de l'effort normal réduit:

D'après les règles de RPA99/version2003, en vue de limiter l'aléa de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité

par la condition suivante : $\frac{N_d}{B.F_{c28}} \leq 0.3$

Avec :

- N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux.

- B : La section transversale des poteaux.

- $F_{c28} = 28M_{pa}$.

Tableau 5-6: Vérification spécifique sous l'effort normal réduite

Niveau	(a=b)(m)	section (m ²)	N_d	ν	$\nu \leq 0,3$
RDC	0,50*0,50	0,25	1867,07	0,30	C.V
1er étage	0,50*0,50	0,25	1614,79	0,26	C.V
2ème étage	0,45*0,45	0,2025	1365,95	0,27	C.V
3ème étage	0,45*0,45	0,2025	1124,43	0,22	C.V
4ème étage	0,40*0,40	0,16	884,57	0,22	C.V
5ème étage	0,40*0,40	0,16	650,19	0,16	C.V
6ème étage	0,35*0,35	0,1225	415,47	0,14	C.V
7ème étage	0,35*0,35	0,1225	184,76	0,06	C.V

5.8 Vérification d'interaction sous chargement verticale :

D'après le RPA .Le système de contreventement est constitué des voiles porteurs uniquement en béton armé ou de voiles et de portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. (3.4.2 RPA99V2003, P30)

Tableau 5.7: Vérification d'interaction sous chargement verticale

TABLE: Section Cut Forces - Design				étage	Voile%
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	1	22,8090597
Text	Text	Text	KN	2	53,036432
SCP1	ELS	Combination	12317,17	3	52,5677791
SCP2	ELS	Combination	8405,19	4	55,2855853
SCP3	ELS	Combination	7189,195	5	58,4146253
SCP4	ELS	Combination	5581,12	6	59,7488873
SCP5	ELS	Combination	4078,123	7	63,3388848
SCP6	ELS	Combination	2894,086	8	63,3741293
SCP7	ELS	Combination	1676,706		
SCP8	ELS	Combination	735,672		
SCV1	ELS	Combination	3639,586		
SCV2	ELS	Combination	9492,066		
SCV3	ELS	Combination	7967,58		
SCV4	ELS	Combination	6900,582		
SCV5	ELS	Combination	5728,505		
SCV6	ELS	Combination	4295,991		
SCV7	ELS	Combination	2896,821		
SCV8	ELS	Combination	1272,941		

Alors : $V\% > 20\%$, la condition est vérifiée.

5.9 Vérification des déplacements:

Selon le RPA99 V2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad (4.-19)$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacements relatif absolu selon x, y (à partir de SAP2000).

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

ΔK : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x et y.

Δ_{kadm} : Déplacement relatif admissible.

$$\Delta_{kadm} = 0.01h_e.$$

Sens X-X:

Tableau 5-8: Vérification de déplacement suivant (X-X)

Niveau	h (m)	δ_{ek} (relatif)	$\delta_{ek} .R$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta k = 0,01\Delta h$	vérification
7ème étage	3,06	0,029971	0,1048985	0,011256	0,0306	C.V
6ème étage	3,06	0,026755	0,0936425	0,012999	0,0306	C.V
5ème étage	3,06	0,023041	0,0806435	0,0144865	0,0306	C.V
4ème étage	3,06	0,018902	0,066157	0,0154665	0,0306	C.V
3ème étage	3,06	0,014483	0,0506905	0,01561	0,0306	C.V
2ème étage	3,06	0,010023	0,0350805	0,014616	0,0306	C.V
1er étage	3,06	0,005847	0,0204645	0,012096	0,0306	C.V
RDC	3,06	0,002391	0,0083685	0,0083685	0,0306	C.V

Sens Y-Y:

Tableau 5-9: Vérification de déplacement suivant (Y-Y)

Niveau	h (m)	δ_{ek} (relatif)	$\delta_{ek} .R$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta k = 0,01\Delta h$	vérification
7ème étage	3,06	0,026435	0,0925225	0,0095725	0,0306	C.V
6ème étage	3,06	0,0237	0,08295	0,010899	0,0306	C.V
5ème étage	3,06	0,020586	0,072051	0,012089	0,0306	C.V
4ème étage	3,06	0,017132	0,059962	0,012859	0,0306	C.V
3ème étage	3,06	0,013458	0,047103	0,013062	0,0306	C.V
2ème étage	3,06	0,009726	0,034041	0,0125755	0,0306	C.V
1er étage	3,06	0,006133	0,0214655	0,0114205	0,0306	C.V
RDC	3,06	0,00287	0,010045	0,010045	0,0306	C.V

5.10 Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre), qu'il est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). Il s'agira de diminuer les déplacements dus au séisme. Sa valeur dépend de la valeur de P et la rigidité de la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante

est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta(k) = \frac{p(k) \times \Delta(k)}{v(k) \times h(k)} \leq 0.1$$

Où :

- Pk : Poids total de la structure et les charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (k).

- $\Delta(k)$: Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

-V(k) : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V(k) = \sum_n F_i$

-h(k) : Hauteur de l'étage (k).

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y, est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 5-10: Vérification de l'effet P-Delta

niveau	PK (KN)	$\Delta k_x(m)$	$\Delta k_y(m)$	VKx (KN)	VKy (KN)	H(m)	θ_x	θ_y	$\theta_{x<=0,1}$	$\theta_{y<=0,1}$
7	1767,26	0,00735	0,0147	2435,09	3161,427	3,06	0,00174321	0,00268542	C.V	C.V
6	3975,42	0,00875	0,01715	5257,12	5334,47	3,06	0,00216233	0,00417671	C.V	C.V
5	4467,96	0,01015	0,0189	5227,72	4538,34	3,06	0,00283493	0,00608069	C.V	C.V
4	4519,6	0,0112	0,02135	4433,64	4370,6	3,06	0,00373109	0,00721498	C.V	C.V
3	4578,12	0,0119	0,02275	3695,12	3670,67	3,06	0,0048182	0,00927261	C.V	C.V
2	4636,65	0,0126	0,02345	2958,26	2963,34	3,06	0,00645382	0,01199068	C.V	C.V
1	4702,05	0,01295	0,02415	2247,92	2222,88	3,06	0,00885228	0,01669426	C.V	C.V
RDC	4767,46	0,01225	0,0231	1388,22	1528,83	3,06	0,01374813	0,02354065	C.V	C.V

Dans ce cas de :

$\Theta(k) < 0.1$: l'effet P- Δ peut être négligé

5.11 Vérification au renversement:

Selon le R.P.A99 V 2003, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Selon le R.P.A99 V 2003 il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment renversant ($M_r = \sum F_i \times H_i$)

F_i : Force sismique de chaque niveau.

H_i : Hauteur d'étage.

Sens X-X:

Tableau 5-11: Vérification au renversement sens (X-X)

Niveau	FX(KN)	Hi(m)	Mrenv(KN.m)
7	2435,09	3,06	7451,38
6	2822,03	3,06	8635,41
5	2405,69	3,06	7361,41
4	2027,95	3,06	6205,53
3	1667,17	3,06	5101,54
2	1291,09	3,06	3950,74
1	956,83	3,06	2927,90
RDC	431,39	3,06	1320,05
£ Mrenv			42953,95

$$M_s = \frac{P_{cum} * L_x}{2} = \frac{17899.126 * 17.75}{2} = 158854.744 \text{KN.m}$$

$$M_r < M_{stb} \Leftrightarrow 42953.95 < 158854.744 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.7 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

Sens Y-Y:

Tableau 5.12: Vérification au renversement sens (Y-Y)

Niveau	FY(KN)	Hi(m)	Mrenv(KN.m)
7	3161,43	3,06	9673,97
6	2173,05	3,06	6649,52
5	2365,29	3,06	7237,80
4	2005,31	3,06	6136,23
3	1665,37	3,06	5096,03
2	1297,97	3,06	3971,78
1	924,91	3,06	2830,22
RDC	603,92	3,06	1847,98
£ Mrenv			43443,53

$$M_s = \frac{P_{cum} * L_x}{2} = \frac{17899.126 * 8.85}{2} = 79203.63 \text{KN.m}$$

$$M_r < M_s \Leftrightarrow 43443.53 < 79203.63 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1.82 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

Donc : la condition de renversement de la structure est vérifiée.

5.12 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de la force sismique :

D'après le RPA99V2003 la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une Valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_1 < 0,80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport $0,8 V/V$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau 5-13: Les forces sismiques

LES FORCES DE STRUCTURE	
V_{x_{dy}} (kN)	13562.256
V_{y_{dy}} (kN)	15277.275

-Méthode statique équivalente (vérification) :

-Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

Avec :

○ A= 0,15

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_x=0,689 s

T_y =0,962 s

Période fondamentale du RPA : T₂=0.4s sol ferme.

Donc : T₂≤T≤3.0s

- η=0.88

-T₁=0.15s ; T₂=0.4s ; T=0.55s

$$\Rightarrow D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

-Donc :

$$D = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.4}{0.55}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D = 1.8$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.4}{0.689}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.531$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.4}{0.962}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.23$$

- Q=1.25
- R=3.5
- W = 17899.126KN

Donc :

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.531 \times 1.25}{3.5} \cdot 17899,126 = 1468.05 \text{ kN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.230 \times 1.25}{3.5} \cdot 17899,126 = 1179.42 \text{ kN}$$

Tableau 5-14: Les réactions à la base obtenue par SAP2000

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
Exst	LinStatic		-1426,674	-4,85E-12
Eyst	LinStatic		-2,525E-11	-1145,119
Ey	LinRespSpec	Max	3,299	15277,275
Ex	LinRespSpec	Max	13562,256	3,299

$$\frac{V_{x_{dy}}}{V_{x_{st}}} = 9.51 > 0.8 \quad ; \quad \frac{V_{y_{dy}}}{V_{y_{st}}} = 13.34 > 0.8 \Rightarrow \text{C.V}$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« Vt dynamique >80% V statique » est vérifiée

CHAPITRE 6

ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE 6: ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS DE LA STRUCTURE

6.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Dans ce chapitre, nous allons détailler les calculs des poteaux, des poutres et voiles.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé le logiciel d'analyse des structures (SAP2000) à travers le calcul manuel, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

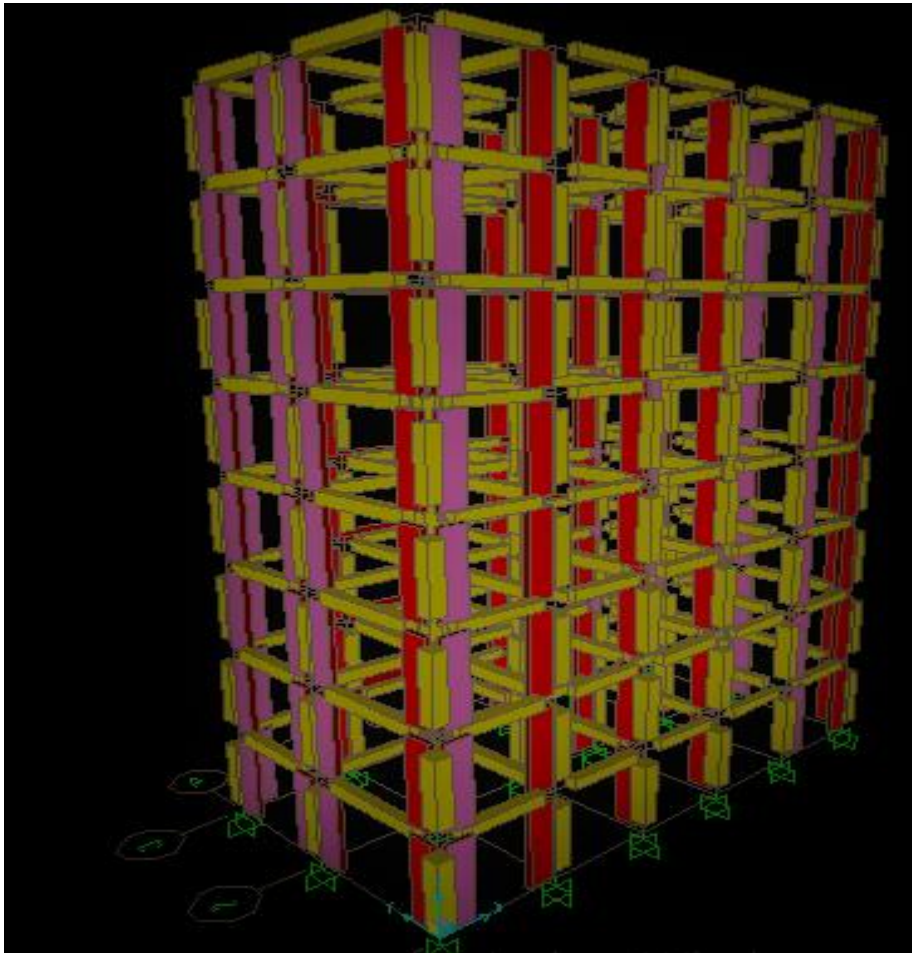


Figure 6-1: Différents éléments résistants

6.2 Les poteaux :

6.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

- Combinaisons fondamentales : «1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q & \dots \dots \dots \text{(ELU)} \\ G + Q & \dots \dots \dots \text{(ELS)} \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : «2^{eme} genre » RPA 99

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

6.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA99V2003, P72, §7.4.3.2}$$

- Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA99V2003, P71, §7.4.2.2}$$

- L_f : Longueur de flambement du poteau.
- Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- $T_u = T/b \cdot d$ $d = 0.9h$ $b = h$; section carré

Tableau 6-1: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

POTEAUX	NIVEAU	T(KN)	τ_u (M_{PA})	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (M_{PA})	Observation $\tau_u < \tau_{bu}$
P1 (50 × 50)	RDC, 1ère étage	5,965	0.026	4.28	0.04	1	C. Vérifier
P2 (45 × 45)	2ème, 3ème étage	9.03	0.050	4.76	0.04	1	
P3 (40 × 40)	4ème, 5ème étage	9.196	0.064	5.35	0.075	1	
P4 (35 × 35)	6ème, 7ème étage	9.065	0.822	6.12	0.075	1	

6.2.3 Calcul du ferrailage longitudinal :

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel «SAP2000 » et on compare avec (A_{\min} RPA).

Le bâtiment est implanté dans la zone II-a (Jijel), le ferrailage minimum est de 0,8% de la section avec une capacité ratio.

Tableau 6-2: Ferrailage des poteaux dû à plusieurs sollicitations

Niveau	COMB	N (KN)	M (KN.m)	e_a (m)	Ma (MN.m)	μ_a	α	Z (m)	A_{st} (cm ²)
RDC	ELU	1867,072	7,79	0.204	380.88	0.265	0.376	0.382	-25
Etage 1	ELU	1614,794	17,35	0.211	340.72	0.237	0.343	0.388	-21,17
Etage 2	ELU	1365,952	13,13	0.190	259.53	0.248	0.362	0.346	-17.70
Etage 3	ELU	1124,432	16,97	0.195	219.26	0.210	0.300	0.356	-14.61
Etage 4	ELU	884,573	13,47	0.175	154.80	0.211	0.300	0.317	-11.40
Etage 5	ELU	650,191	16,78	0.186	120.94	0.165	0.227	0.327	-8.06
Etage 6	ELU	415,471	12,93	0,170	70.63	0.143	0.194	0.290	-4.94
Etage 7	ELU	184,764	14,67	0.220	40.65	0.083	0.108	0.301	-1.44

Tableau 6-3: Ferrailage des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A_{st} calculé (cm ²)	A_{\min} RPA (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
				Section (cm ²)	choix
RDC ,1ère étage	(50*50)	-21.17	20	24.13	12T16
2 ; 3 ^{ème} étage	(45*45)	-14.61	16.2	16.84	8T14+4T12
4 ; 5 ^{ème} étage	(40*40)	-8.06	12.8	14.58	8T14+2T12
6 ; 7 ^{ème} étage	(35*35)	-1.44	9.8	11.50	6T14+2T12

6.2.4 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifié 99}$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armateurs longitudinal du poteau.

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(1.43 ; 5 ; 1.2) \Rightarrow \Phi_t \leq 1.2 \text{ cm.}$$

On adopte : « $\Phi 8$ ».

❖ Calcul de l'espacement : « PRA 99 V2003 »

-Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\Phi_1; 15 \text{ cm})$ZoneIIa.

-Dans la zone courante : $t' \leq 15\Phi_1$Zone IIa.

$$\Rightarrow \begin{cases} t \leq \min(12; 15) \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \\ t' \leq 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour la raison de pratique on adopte un espacement pour tous les poteaux : $\begin{cases} t = 15 \text{ cm} \\ t' = 18 \text{ cm} \end{cases}$

❖ Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

▪ **40Φ en Zone IIa.....PRA 99 V2003**

➤ $\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$.

➤ $\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$.

Tableau 6-4: Ferrailage transversal des poteaux

Niveau	H(m)	T(MN)	λ_g	ρ_a	F_e	t(m)	t'(m)	A_t (cm ²)	At choisi (cm ²)
RDC; 1 ^{er} étage	0.50	0.00596	4.28	3.75	400	0.15	0.18	0.168	Ø8
2; 3 ^{ème} étage	0.45	0.00903	4.76	3.75	400	0.15	0.18	0.282	Ø8
4; 5 ^{ème} étage	0.40	0.00919	5.35	2.5	400	0.15	0.18	0.216	Ø8
6; 7 ^{ème} étage	0.35	0.00906	6.12	2.5	400	0.15	0.18	0.243	Ø8

Tableau 6-5: Récapitulatif du ferrailage des poteaux

Niveau	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversal		
	Choix	Section (cm ²)	t (cm)	t' (cm)	A_t (cm ²)
P1	12T16	24.13	15	18	Φ8
P2	8T14+4T12	16.84	15	18	Φ8
P3	8T14+2T12	14.58	15	18	Φ8
P4	6T14+2T12	11.50	15	18	Φ8

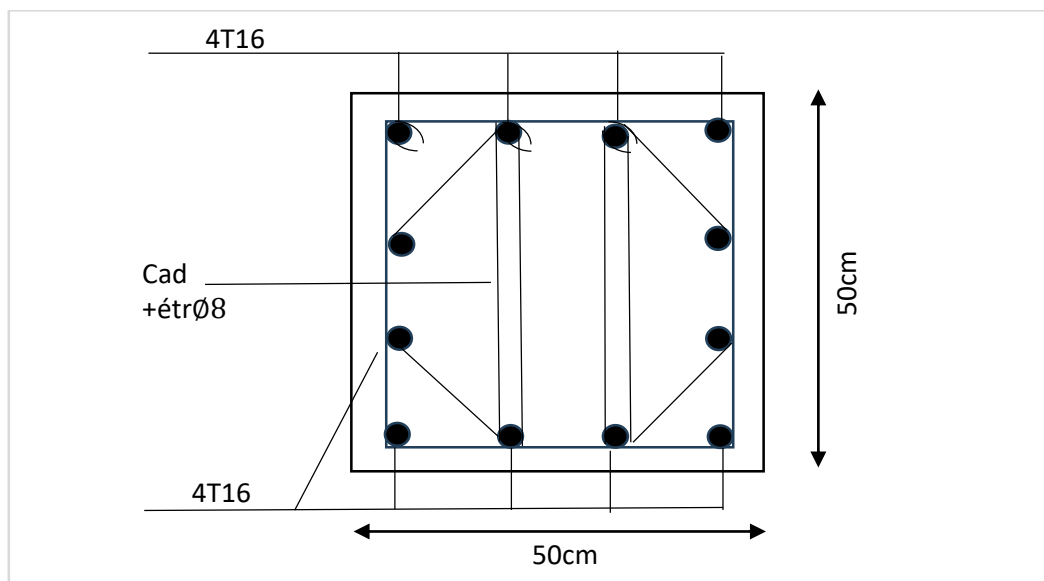


Figure 6-2: Ferrailage des poteaux de RDC (50*50)

6.3 LES POUTRES :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

-La combinaison fondamentale **BAEL 91** :

$$\{1,35 \times G + 1,5 \times Q \text{ « ELU »}\}$$

-Combinaisons accidentelles **RPA 99V2003** :

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

Exemple d'étude d'une « Poutre principale » :

On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale situé au plancher du

R.D.C »

6.3.1 Calcul des armatures longitudinales :

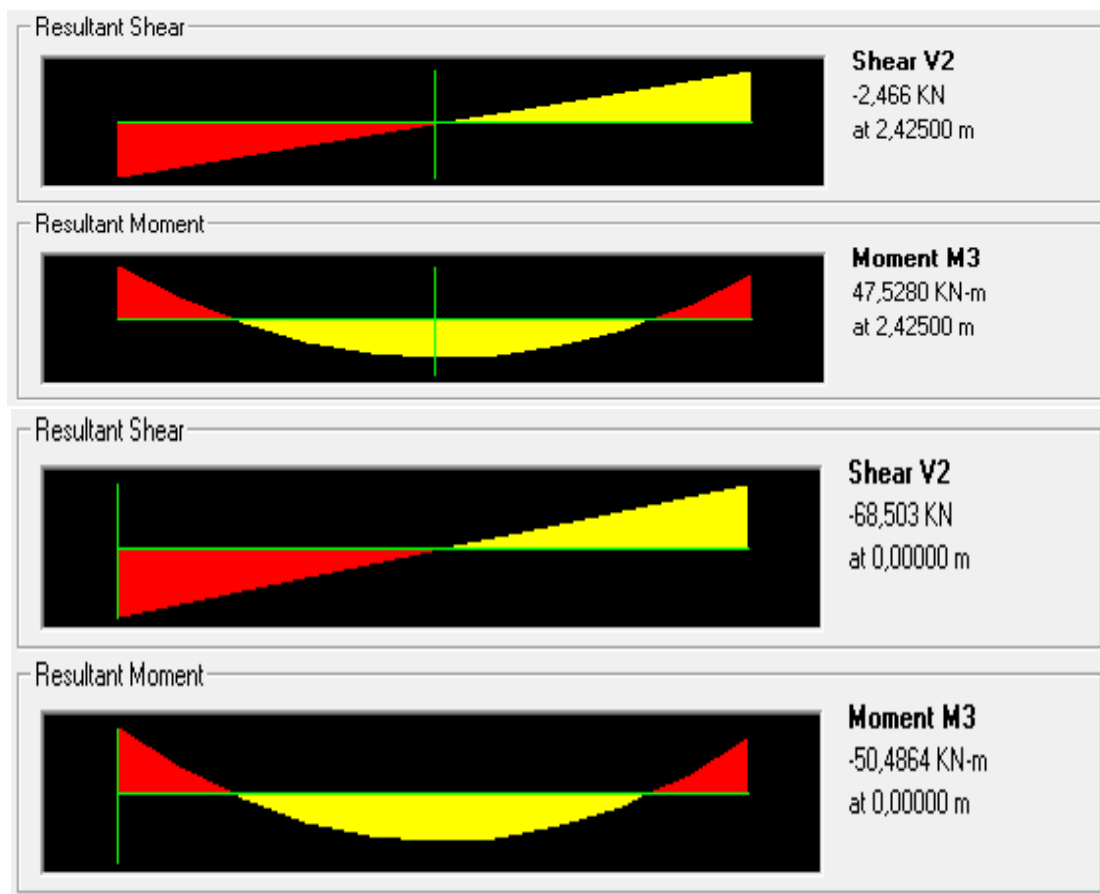


Figure 6-3: Diagramme des sollicitations de la poutre

Tableau 6-6: Sollicitations de la poutre principale (plancher terrasse)

Section (cm ²)	ELU		ELS	
	M _t [KN .m]	M _a [KN .m]	M _{st} [KN .m]	M _{sa} [KN .m]
30× 40	47.53	69.30	34.70	50.49

- ELU

-Ferrailage en travée :

b=0.30 ; h= 0.40m ; d=0.36m

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47.53 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.086$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A} ; A_2=0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) = 0,112$$

Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,112) = 0,344\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{47.53 \times 10^{-3}}{0,344 \times 348} = 3.97\text{cm}^2$$

-Ferrailage en appui:

b=0.30 ; h= 0.40m ; d=0.36m

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{69.30 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.126$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A} ; A_2=0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,126}) = 0,17$$

Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,17) = 0,336 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{69,30 \times 10^{-3}}{0,336 \times 348} = 5,93 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$\Rightarrow A_{st \min} \geq \max(1,2 \text{ cm}^2; 1,3 \text{ cm}^2) = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ Travée}} = 3,97 \text{ cm}^2 > 1,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{st \text{ App}} = 5,93 \text{ cm}^2 > 1,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Armatures minimales :**

Selon **RPA 99V2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{ap} = 3,97 + 5,93 = 9,9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Armatures maximales:**

➤ Dans la zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$$

➤ Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$$

-Choix des Armatures:

En travée:

$$A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$A_{sa} = 4T14 = 6.16\text{cm}^2$$

6.3.2 Vérification à L'E.L.S :

-Vérification des contraintes :

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h*(A_{st})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d - A_{st})}{h(A_{st})^2}} - 1 \right) = \frac{15*(6.16)}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2*30(36*6.16)}{15(6.16)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 12.13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15A_{st}(d - x)^2 = \frac{30*12.13^3}{3} + 15*6.16(36-12.13)^2$$

$$I_0 = 70495.1 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I_0} = \frac{34.70 * 10^{-3} * 0.1213}{70495.1 * 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.97 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta M_s * (x - d')}{I_0} = \frac{15 * 34.7 * 10^{-3} * (0.1213 - 0.04)}{70495.1 * 10^{-8}} \quad ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 1.10 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = \min(266.67; 201.63) \text{ Mpa} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 60.02 \text{ Mpa} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_s * (d - x)}{I_0} = \frac{15 * 34.7 * 10^{-3} * (0.36 - 0.1213)}{70495.1 * 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 176.24 \text{ Mpa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

Donc : Les contraintes à l'ELS sont vérifiées

En appui :

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h*(A_{st})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d - A_{st})}{h(A_{st})^2}} - 1 \right) = \frac{15*(7.92)}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2*30(36*7.92)}{15(7.92)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 13.38 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15A_{st}(d-x)^2 = \frac{30 \cdot 13.38^3}{3} + 15 \cdot 7.92(36-13.38)^2$$

$$I_0 = 165683.5 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I_0} = \frac{50.49 \cdot 10^{-3} \cdot 0.1338}{165683.5 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.1 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta M_s \cdot (x - d')}{I_0} = \frac{15 \cdot 50.49 \cdot 10^{-3} \cdot (0.1338 - 0.04)}{165683.5 \cdot 10^{-8}} \quad ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{e}; 10 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = \min(266.67; 201.63) \text{ Mpa} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 42.9 \text{ Mpa} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_s \cdot (d - x)}{I_0} = \frac{15 \cdot 50.49 \cdot 10^{-3} \cdot (0.36 - 0.1338)}{165683.5 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 103.4 \text{ Mpa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

6.3.3 Vérification au cisaillement :

$$T_u \text{ max} = 93.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / b \times d$$

$$= \frac{93.88 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 0.87 \text{ Mpa}$$

$$\bar{T}_u = \min(0.15 \times f_c / \gamma_b; 4 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{T}_u = \min(2.5; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ Mpa} < \bar{T}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

Tableau 6-7: Sollicitation de la poutre secondaire de 6^{ème} étage

Section (cm ²)	ELU		ELS	
	M _t [kN.m]	M _a [kN.m]	M _{st} [kN.m]	M _{sa} [kN.m]
30× 35	27.73	3.13	20.23	2.313

➤ **ELU**

-Ferrailage en travée :

$$b=0.30 ; h= 0.35\text{m} ; d=0.315\text{m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27.73 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.066$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A} ; A_2=0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0,085$$

Bras de levier :

$$Z=d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,085) = 0,304\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{27.73 \times 10^{-3}}{0,304 \times 348} = 2.62\text{cm}^2$$

-Ferrailage en appui :

$$b=0.30 ; h= 0.40\text{m} ; d=0.315\text{m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.13 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.007$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A} ; A_2=0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0,009$$

Bras de levier :

$$Z=d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,009) = 0,314\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3,13 \times 10^{-3}}{0,314 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

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

$$\Rightarrow A_{st \min} \geq \max(1,05 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2) = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ trav}} = 2,62 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

$$A_{st \text{ app}} = 0,29 \text{ cm}^2 < 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.N.V}$$

❖ Armatures minimales :

Selon **RPA 99V2003** :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 2,62 + 0,29 = 2,91 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.N.V}$$

❖ Armatures maximales:

➤ Dans la zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$$

➤ Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$$

- Choix des Armatures:

En travée:

$$A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$A_{sa} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

6.3.4 Vérification à L'E.L.S

-Vérification des contraintes :

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h*(Ast)}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d Ast)}{h(Ast)^2}} - 1 \right) = \frac{15*(4.52)}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2*30(31.5* 4.52)}{15(4.52)^2}} - 1 \right)$$

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

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b.x^3}{3} + 15A_{st} (d - x)^2 = \frac{30*10^3}{3} + 15*4.52(36-10)^2$$

$$I_0 = 55832.8 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms * x}{I_0} = \frac{20.23*10^{-3} * 0.1}{55832.8*10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.62\text{Mpa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta Ms * (x - d')}{I_0} = \frac{15*20.23*10^{-3} * (0.1 - 0.035)}{55832.8*10^{-8}} \quad ;$$

$$\sigma_{sc} = 35.33\text{Mpa} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta Ms * (d - x)}{I_0} = \frac{15*20.23*10^{-3} * (0.315 - 0.1)}{55832.8*10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 116.85\text{Mpa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

Donc : Les contraintes à l'ELS sont vérifiées

En appui :

- Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h*(Ast)}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d Ast)}{h(Ast)^2}} - 1 \right) = \frac{15*(3.39)}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{2*30(31.5* 3.39)}{15(3.39)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 8.8 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15A_{st}(d-x)^2 = \frac{30 \cdot 8.8^3}{3} + 15 \cdot 3.39(31.5 - 8.8)^2$$

$$I_0 = 33017.22 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I_0} = \frac{2.313 \cdot 10^{-3} \cdot 0.088}{33017.22 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.62 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta Ms \cdot (x - d')}{I_0} = \frac{15 \cdot 2.313 \cdot 10^{-3} \cdot (0.088 - 0.035)}{33017.22 \cdot 10^{-8}} \quad ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = \min(266.67; 201.63) \text{ Mpa} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 5.57 \text{ Mpa} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta Ms \cdot (d - x)}{I_0} = \frac{15 \cdot 2.313 \cdot 10^{-3} \cdot (0.315 - 0.088)}{33017.22 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 23.9 \text{ Mpa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

Donc : Les contraintes à l'ELS sont vérifiées

6.3.5 Vérification au cisaillement :

Tu max = 49.1 KN

$$\tau_u = Tu / b \times d = \frac{49.1 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315} = 0.52 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots$ Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

❖ **Calcul de l'espacement :** (vérifier selon le **RPA99 V2003** page 76)

➤ **Vérifications RPA :**

-Dans la zone nodale : $s \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30\right)\text{cm}$

-Dans la zone courante : $s' \leq \frac{h}{2}$

Φ_1 : Le diamètre minimal des armateurs longitudinaux de la poutre considérée.

-Poutres principales :

$$\begin{cases} s \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30\right) \text{ cm} = 10\text{cm} \\ s' \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s = 10\text{cm} \\ s' = 20\text{ cm} \end{cases}$$

-Poutre secondaires :

$$\begin{cases} s \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30\right) \text{ cm} = 8.75\text{cm} \\ s' \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s = 10\text{cm} \\ s' = 15\text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Détermination des armatures transversales :**

D'après le « BAEI 91, modifié 99 » on a la condition suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{H}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$$

-avec Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(1.14; 3; 1.2) \Rightarrow \Phi_t \leq 1.14 \text{ cm.}$$

➤ Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}^4$

-Ferrailage total des poutres principales et secondaires :

Tableau 6-8: Ferrailage des poutres :

		Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal				
Niveau	A _{min} (cm ²)	Travée			Appui (cm ²)			Φ _t (cm)	S (cm)	S' (cm)	
		A _{cal} cm ²	A _{sap} cm ²	Choix	A _{cal} cm ²	A _{sap} cm ²	Choix				
P. PRINCIPALE 30×40 (cm ²)	RDC	6	3.22	3.49	3T12	6.36	5.81	5T14	0.8	10	20
	Etage courant	6	3.33	3.51	3T12	6.92	6.32	5T14	0.8	10	20
	Terrasse Inaccessible	6	3.97	3.65	4T12	5.93	5.57	4T14	0.8	10	20
P. SECONDAIRE 30×35 (cm ²)	RDC	5.25	2	3.44	3T12	4	5.43	3T12	0.8	10	15
	Etage courant	5.25	2.62	3.94	3T12	0.29	4.77	3T12	0.8	10	15
	Terrasse Inaccessible	5.25	0.52	1.50	3T12	0.23	3.84	3T12	0.8	10	15

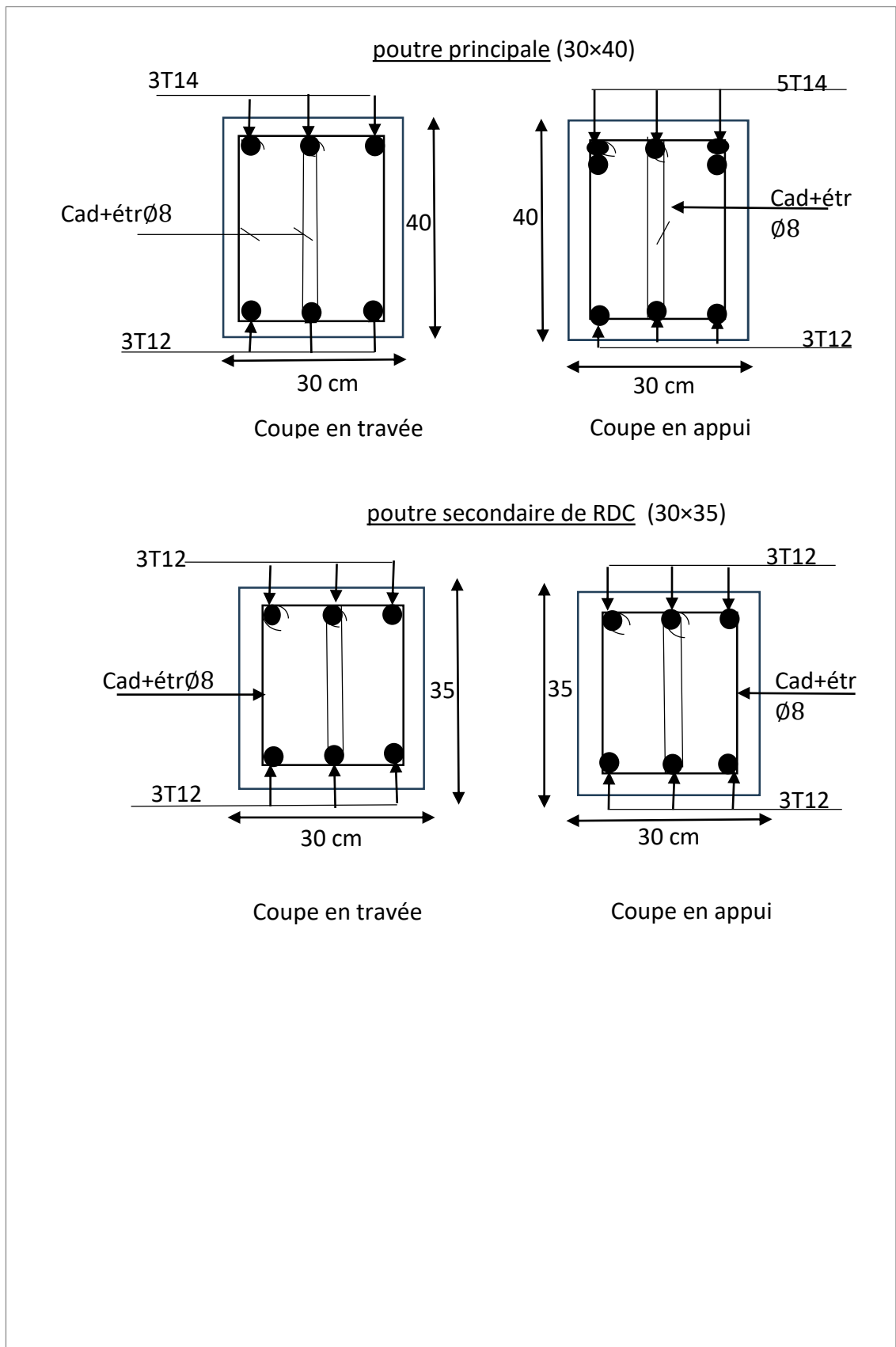


Figure 6-4: Ferrailage des poutres principales et secondaire

6.4 Etudes des voiles:

6.4.1 Introduction :

Son ferrailage consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

- Les aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99 V2003**.

L=2.3m

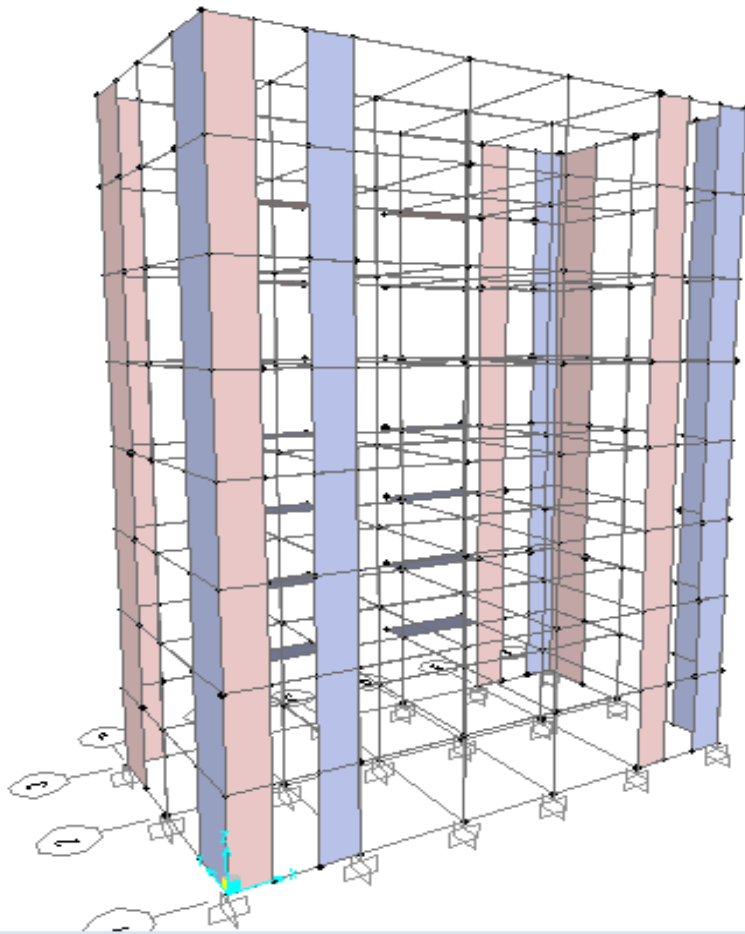


Figure 6-5: Disposition des voiles

➤ Les aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Ils devront être ancrés sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage.

➤ Règles communes :

- Diamètre des barres $\leq \frac{1}{10} \times e_p$ voile
- La longueur de recouvrement : 40ϕ .
- Le ferrailage minimal du **RPA99** est de (**RPA99, page 60, §7.7.3.3**)

$$\begin{cases} (A_t, A_{t'}) \geq 0,0015 \times b \times h. \\ A_t \geq 0,0015 \times b \times s \dots \dots \dots \text{Si } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28} \\ A_t \geq 0,0025 \times b \times s \dots \dots \dots \text{Si } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28} = 0.625\text{Mpa} \\ A_c \geq 0,002 \times b \times h. = 0.002 * 20 * 230 = 9.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \dots \dots \dots b : \text{épaisseur de voile.}$$

➤ Les règles constructives : d'après le **RPA99 (page 66,67)**

- Espacement maximal : $S \leq \min(1,5 \times a ; 30\text{cm})$.
- A l'extrémité de voile : $S \leq 15\text{cm}$.

6.4.2 Pré-dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des voiles est : $e = 20\text{cm}$

6.4.3 Détermination des sollicitations :

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel « SAP 2000 » sous les combinaisons suivantes :

Tableau 6-9: Les sollicitations des contraintes

Combinaisons	F ₁₁ [kN]	M ₁₁ [KN.m]	F ₂₂ [kN]	M ₂₂ [KN.m]
ELU (1,35G+1,5Q)	-183,77	-0,3593	-723,69	-0,0911
E (G+Q±E)	-1183,38	-0,2354	-5566,89	-96,7533
E (0,8×G±E)	-1148,72	-1,9708	-4218,79	-96,731

6.4.4 Vérification des contraintes tangentielles :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

-ELU (1,35G+1,5Q)

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

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,06f_{c28} = 1.5\text{Mpa}$$

Avec : $b=0.20$ ml ; $d=0,9 \times 0.20=0.18$ m.

Tableau 6-10: Vérification des contraintes

Niveau	V (kN)			τ_b (MPa)			$\tau_b = 0,2f_{c28}$	$\tau_b = 0,06f_{c28}$	$\tau_b \leq (1.5 ; 5)$
	ELU	(Ex)	(Ey)	ELU	(Ex)	(Ey)			
structure	16.441	1.05	1.05	0.46	0.03	0.03	5	1.5	C.V

6.4.5 Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0,20m×2.3 ml).

Le ferrailage résultant par logiciel SAP2000 :

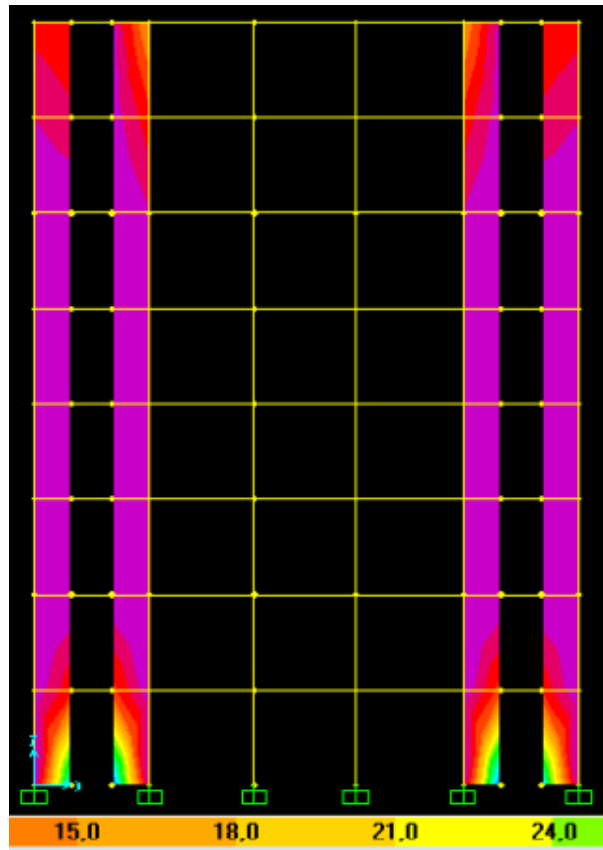


Figure 6-6: Ferrailage des voiles à ELU

➤ Armatures verticales

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2.3}{2} = 1.15 \text{ m}$$

$$I = \frac{a \cdot L^3}{12} = \frac{0.20 \cdot 2.3^3}{12} = 0.20278 \text{ m}^4$$

$$B = a \times L = 0.2 \times 2.3 = 0.46 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-5566,89}{0.46} + \frac{-0,2354 \cdot 1.15}{0.20278}$$

$$= -12103.3 \text{ KN.m} < 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-5566,89}{0.46} - \frac{-0,2354 \cdot 1.15}{0.20278}$$

$$\sigma_2 = -12100.6 \text{ KN.m} < 0$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (SET) "pas de zone comprimée"

Donc, Selon R.P.A 99 (version 2003) on a :

On calcule le ferrailage pour une bande de 2.3mètre :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} \quad \text{Avec:}$$

$$F_t = N_{ul} - B \times f_{c28}$$

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L.e = \frac{(-12103.3) + (-12100.6)}{2} * 2.3 * 0.20 = -5566.897 \text{ KN}$$

$$F_t = N_{ul} - B.F_{c28} = -5566.897 - 0.46 * 25 \quad ; \quad F_t = -5578.4 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{|-5578.4| * 10^{-3}}{400} = 139.46 \text{ cm}^2$$

Après le calcul du ferrailage manuellement on a trouvé que ce dernier est plus grand pour tous les voiles de 2.3 m, donc le ferrailage choisi est le « min RPA ».

-Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (verticales, horizontales) :

○ Ferrailage vertical :

$$\text{Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 230 = 6.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-le choix : « $A_{st} \Rightarrow 8T12$ » de section 9.03 cm²/ml.

○ Ferrailage horizontal :

$$\text{Min RPA} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 230 = 6.9 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

-le choix : « $A_{st} \Rightarrow 8T12$ » de section 9.03 cm²/ml.

$$Ad = 0 \quad , \quad \text{puisque :} \quad \tau_b < 0,06 \times f_{c28}$$

○ L'espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003, l'espacement des barres

horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs

suivantes :

$$S \leq (1.5 \times a; 30) \text{ cm} \quad a = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad S \leq \min (1.5 \times a; 30 \text{ cm}) \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} S = 1,5 \times 20 = 30 \text{ cm} \\ S \leq 15 \text{ cm} \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{soit } S=15 \text{ cm pour les aciers verticaux et même pour les aciers horizontaux.}$

$$S'_t = S_t / 2 = 15 / 2 = 7.5 \text{ cm}$$

➤ Diamètre max des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre $D \leq a/10$ (à l'exception des zones d'about).

Où la zone courante on a :

L'épaisseur du voile $a = 20 \text{ cm} \rightarrow D \leq 20/10 \rightarrow D \leq 2 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement :

D'après le RPA99 version 2003, la longueur

minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone II_a).

$\phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}$;

On adopte : $L_r = 48 \text{ cm}$

Résultats de calcul sont regroupées dans tableau suivant :

Tableau 6-11: Ferrailage des voiles

	Ferrailage	Min RPA (cm ²)	Armature choisie (cm ²)		S _t (cm)	S _t '(cm)
E _p =20cm	Verticalement	6.9	9.03	8T12	15	7.5
	Horizontalement	6.9	9.03	8T12	15	7.5

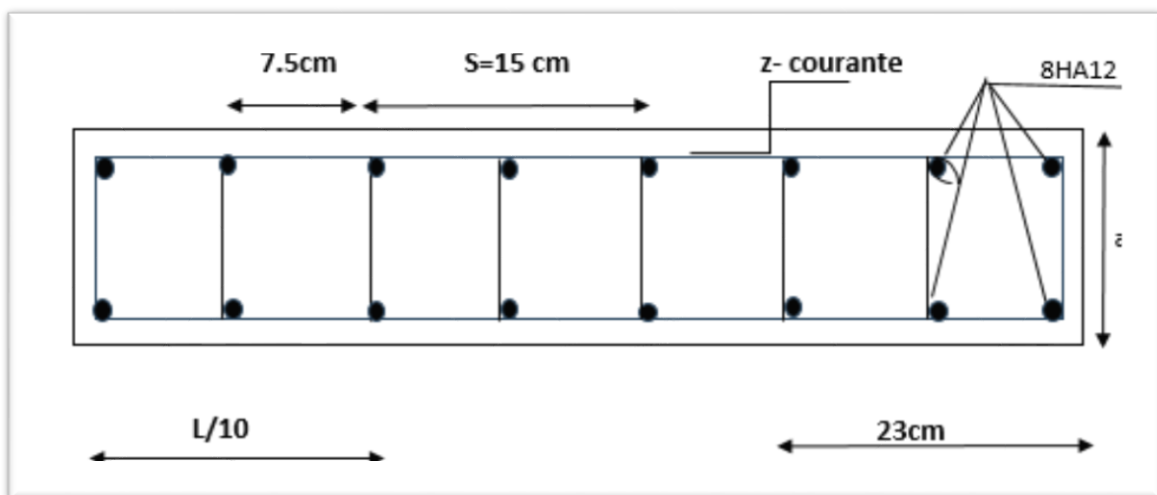


Figure 6-7: Ferrailage des voiles sans raidisseurs

CHAPITRE 7

ETUDE DES FONDATIONS

CHAPITRE 7: ETUDE DES FONDATIONS

7.1 Introduction :

Pour un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, on opte une liaison directe avec le sol d'assise. Qui représente les fondations sous chaque porteur vertical. Sa réalisation est afin de transmission indirecte tel qu'elles sont profondes ou directes par des différents radiers ou cas des semelles reposants sur le sol.

Ainsi, leurs bonnes conception et réalisation limitent les tassements différentielles et découle la bonne tenue de l'ensemble.

7.2 Choix de type de fondations :

Il dépend du :

- Capacité portante du terrain de fondation.
- L'homogénéité du sol et type d'immeuble structurel.
- La facilité de réalisation et les sources économiques.
- Assurer la sécurité des habitants et la stabilité totale de l'ouvrage.

7.2.1 Etude du radier :

Un radier est assimilé à une dalle pleine, probablement nervurée appuyé sur les murs de l'ossature, composant l'assemblage des fondations d'une structure .On le opte dans les cas suivants :

- Mauvaise sol.
- Les poteaux rapprochés.
- L'utilité des charges transmises au sol.

Dans ce bâti, on a choisi un radier général nervuré sous la globalité des poteaux

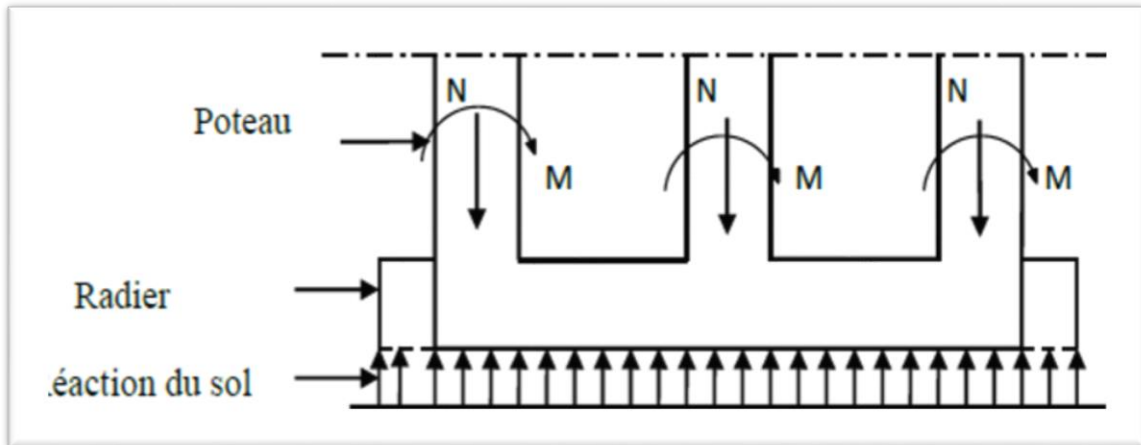


Figure 7-1: Schéma du radier

7.3 Pré-dimensionnement du radier :

La dalle :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

- L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives.

- $L_{\max} = 370\text{cm} \rightarrow h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad h_d = 18.5\text{cm}$
- On prend : $h_d = 60\text{cm}$

La nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{370}{10} \rightarrow h_n = 37\text{ cm}$$

- On prend : $h_n = 90\text{cm}$

Calcul de débordement (D) :

$$D \geq \max \left(\frac{h_n}{2}; 30\text{ cm} \right) \rightarrow D \geq \max (45; 30)\text{ cm} \quad D = 50\text{ cm}$$

On va adopter un débordement $D = 50\text{ cm}$ qui sera réalisé seulement dans les cotées où il n'y a pas un voisinage.

7.3.1 Vérification au poinçonnement :

D'après le **B.A.E.L**, La condition de non poinçonnement est vérifiée si:

Avec :

$$N_d \leq 0.045 \times Pr \times h_n \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

- N_d : L'effort normal du poteau le plus sollicité.

- h_n : Hauteur de la nervure.

-Pr: Périmètre du centre cisailé.

$$N_d \leq 0.045 \times Pr \times h_n \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_d = 1.8671 \text{ MN} \quad ; \quad h_n = 90 \text{ cm}$$

$$Pr = 4 \times (b + h_n) = 4 \times (50 + 90) = 560 \text{ cm}$$

b : la largeur de la nervure

$$N_d \leq 0.045 \times Pr \times h_n \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \quad \rightarrow \quad 4.163 \leq 0.045 \times 5.6 \times 0.9 \times 25 \times 1.5$$

$$1,8671 \text{ MN} \leq 8.51 \text{ MN} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de poinçonnement.

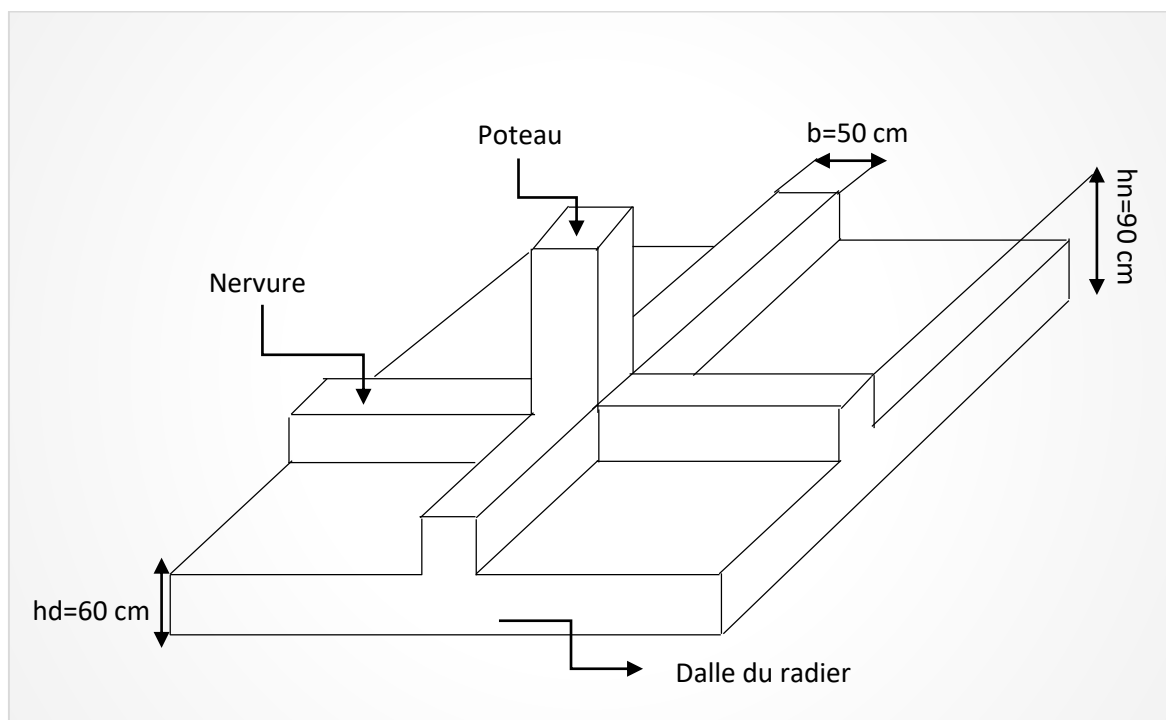


Figure 7-2: Radier générale

7.4 Vérification de la contrainte du sol

Les conditions qu'on doit vérifier sont les suivantes: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = Z_{\text{max}} \times K \\ \sigma_{b2} = Z_{\text{min}} \times K \end{cases}$$

Ou :

Z max = Déplacement maximale suivant Z

K : Coefficient de BALLAST.

Avec : $K = 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times 2 = 4 \text{ bar}$

Après une modélisation du radier par SAP2000, comme élément plaque sur sol élastique, on a obtenu les résultats suivants:

$$\begin{cases} Z_{\text{max}} = 3.8\text{mm} \\ Z_{\text{min}} = 1\text{mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{b1} = 0.38 * 4 = 1.52 < 2\text{bar} & \text{C.V} \\ \sigma_{b2} = 0.1 * 4 = 0.4 < 2\text{bar} & \text{C.V} \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = \frac{(3*1.52) + 0.4}{4} = 1.24\text{bar} < 2\text{bar} \quad \text{C.V}$$

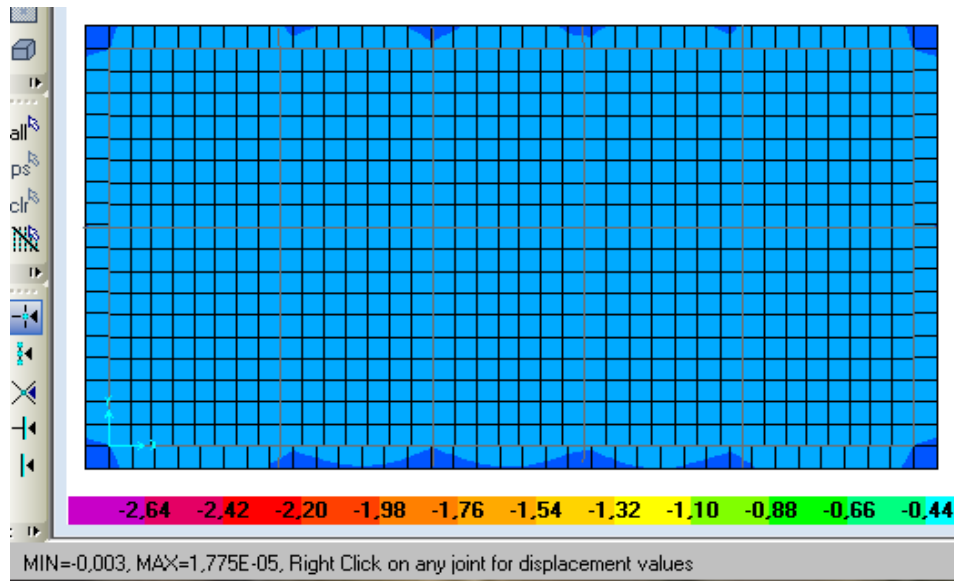


Figure 7-3: Le déplacement maximal du radier

7.5 Vérification du tassement :

Selon l'Eurocode 7 les limites admissibles du tassement pour les radiers sont :

-Tassement max = 50mm

-Tassement différentielle = 20mm

La valeur du tassement tiré par logicielle SAP2000 → $Z_{max} = 3.8 \text{ mm}$.

On a : $Z_{max} = 0.38 \text{ cm} < \Delta H = (2\text{cm} ; 5\text{cm}) \rightarrow \text{C.V}$

On considère que la vérification de la contrainte est vérifiée.

7.6 Différentes sollicitations:

On a acquis les résultats suivants par **SAP2000** :

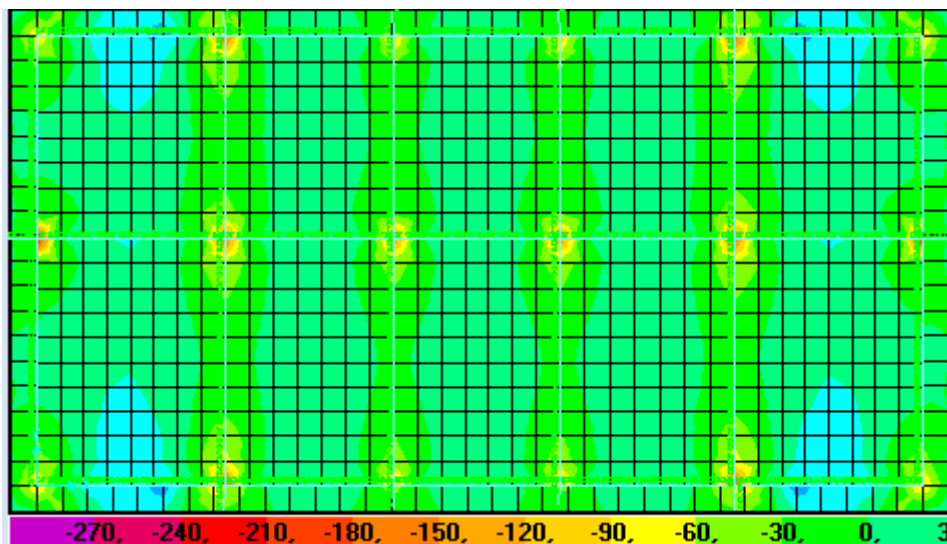


Figure 7-4: Moments M11 à ELU

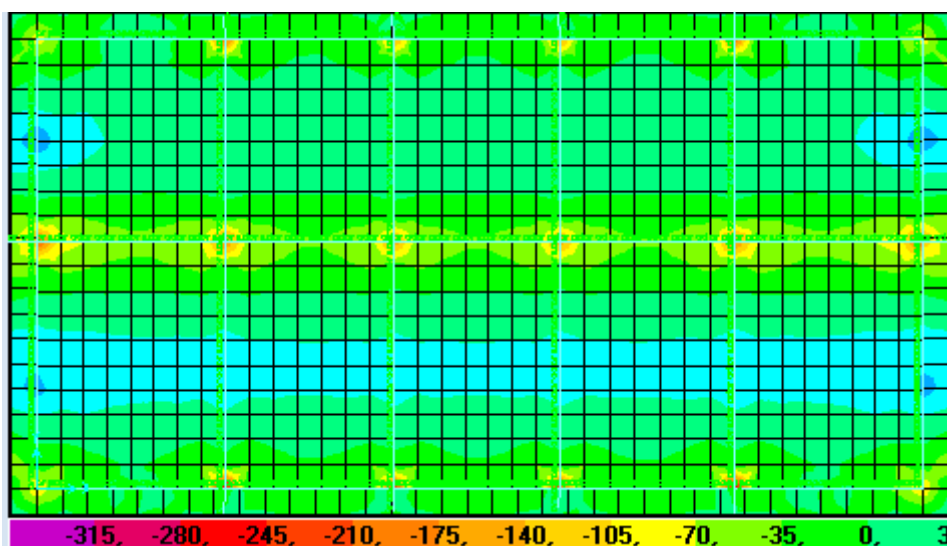


Figure 7-5: Moments M22 à ELU

Tableau 7-1: Les sollicitations de la dalle

Sens	ELU		ELS		Tu
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	
x-x	290,56	281,07	209,16	202,74	647,33
y-y	320,04	317,74	228,97	228,82	621,08

7.7 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait en flexion simple avec une bande de 1 ml dans les deux directions, l'une suivant le sens X-X, et l'autre suivant le sens Y-Y.

-Sens X-X :

-Ferrailage en travée :

-ELU : $b=1\text{m} ; h= 0.60\text{m} ; d=0.54\text{m}$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{290.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.07$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A} ; A_2=0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07}) = 0,09$$

Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,09) = 0,520\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{290.56 \times 10^{-3}}{0,520 \times 348} = 16.06\text{cm}^2$$

Ferrailage en appui:

-ELU : $b=1\text{m} ; h= 0.60\text{m} ; d=0.54\text{m}$

-Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{281,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.068$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A} ; A_2=0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,068}) = 0,088$$

Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,088) = 0,521 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{281,07 \times 10^{-3}}{0,521 \times 348} = 15,50 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$\Rightarrow A_{st \min} \geq \max(6 \text{ cm}^2; 6,52 \text{ cm}^2) = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ Travée}} = 16,06 \text{ cm}^2 > 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{st \text{ App}} = 15,50 \text{ cm}^2 > 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

-Choix des Armatures:

En travée:

$$A_{st} = 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$A_{sa} = 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2$$

-Sens Y-Y :

-Ferrailage en travée :

-ELU : $b=1\text{m}$; $h=0,60\text{m}$; $d=0,54\text{m}$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{320,04 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,077$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A} ; A_2=0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires

Position relative de la fibre neutre :

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

Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,1) = 0,518 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{320,04 \times 10^{-3}}{0,518 \times 348} = 17,75 \text{ cm}^2$$

-Ferrailage en appui:

-ELU : $b=1\text{m}$; $h=0,60\text{m}$; $d=0,54\text{m}$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{317,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,077$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A}; A_2=0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

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

Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,1) = 0,518 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{317,74 \times 10^{-3}}{0,518 \times 348} = 17,63 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$\Rightarrow A_{st \min} \geq \max(6 \text{ cm}^2; 6,52 \text{ cm}^2) = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ Travée}} = 17,75 \text{ cm}^2 > 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{st \text{ App}} = 17,63 \text{ cm}^2 > 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- Choix des Armatures:

En travée:

$$A_{st} = 10T16 = 20.11 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$A_{sa} = 10T16 = 20.11 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

Selon RPA 99V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 100 \times 60 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{ap} > A_{\min}$$

Sens X-X :

$$A_{st} + A_{ap} > A_{\min} = 30 \text{ cm}^2$$

$$20.11 + 20.11 > 30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$40.22 > 30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sens Y-Y :

$$A_{st} + A_{ap} > A_{\min} = 30 \text{ cm}^2$$

$$20.11 + 20.11 > 30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$40.22 > 30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification à L'E.L.S :**

-Vérification des contraintes :

Sens X-X :

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h \cdot (A_{st})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d A_{st})}{h(A_{st})^2}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot (25.13)}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100(54 \cdot 25.13)}{15(25.13)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 16.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15A_{st}(d-x)^2 = \frac{100 \cdot 16.76^3}{3} + 15 \cdot 25.13(54-16.76)^2$$

$$I_0 = 679689.02 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I_0} = \frac{209.16 \cdot 10^{-3} \cdot 0.1676}{679689.02 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.16 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta Ms \cdot (x - d')}{I_0} = \frac{15 \cdot 209.16 \cdot 10^{-3} \cdot (0.1676 - 0.06)}{679689.02 \cdot 10^{-8}} \quad ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = \min(266.67; 201.63) \text{ Mpa} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 49.67 \text{ Mpa} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta Ms \cdot (d - x)}{I_0} = \frac{15 \cdot 209.16 \cdot 10^{-3} \cdot (0.54 - 0.1676)}{679689.02 \cdot 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 171.9 \text{ Mpa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

En appui :

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{\eta \cdot (Ast)}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d Ast)}{\eta (Ast)^2}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot (25.13)}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100(54 \cdot 25.13)}{15(25.13)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 16.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15A_{st}(d-x)^2 = \frac{100 \cdot 16.76^3}{3} + 15 \cdot 25.13(54-16.76)^2$$

$$I_0 = 679689.02 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms * x}{I_0} = \frac{202.74 * 10^{-3} * 0.1676}{67968902 * 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5 \text{Mpa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta Ms * (x - d')}{I_0} = \frac{15 * 202.74 * 10^{-3} * (0.1676 - 0.06)}{67968902 * 10^{-8}} \quad ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 10 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = \min(266.67; 201.63) \text{Mpa} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 50.48 \text{Mpa} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta Ms * (d - x)}{I_0} = \frac{15 * 202.74 * 10^{-3} * (0.54 - 0.1676)}{67968902 * 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 195.27 \text{Mpa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

Tableau 7-2: Les contraintes dans le béton et dans les aciers

Position	Ms (MN.m)	A _{st} (cm ²)	X (cm)	I (m ⁴)	Béton		Acier			
					σ_{bc}	$< \bar{\sigma}_{bc}$	σ_{sc}	σ_{st}	$< \bar{\sigma}_{st}$	
X-X	Travée	209,16	25.13	16.76	0.007	5.16	15	49.67	171.9	201.63
	Appui	202,74	25.13	16.76	0.007	5.00	15	48.14	166.6	201.63
Y-Y	Travée	228,97	25.13	16.76	0.007	5.65	15	54.37	188.2	201.63
	Appui	228,82	25.13	16.76	0.007	5.64	15	54.33	188.1	201.63

7.8 Vérification au cisaillement:

❖ **Dans le sens X-X :**

$$Tu \text{ max} = 647.33 \text{ KN}$$

$$\tau u = Tu / b \times d$$

$$= \frac{647.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 1.20 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} u = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} u = \min(2.5 ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = 1.20 \text{ Mpa} < \bar{\tau} u = 2.5 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ **Dans le sens Y-Y :**

$$T_u \text{ max} = 621.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / b \times d$$

$$= \frac{621.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 1.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.20 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement

7.9 Calcul de l'espacement :

Selon **B.A.E.L91**: $St \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min (0.9 \times 54; 40 \text{ cm})$

$$St \leq \min (48.6 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 40 \text{ cm}$$

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

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7-3: Récapitulation du ferrailage de la dalle

Sens	As calculé		As adopté		Amin (cm ²)	St (cm)
	Ast (travée) (cm ²)	Ast (appui) (cm ²)	Ast (travée) (cm ²)	Ast (appui) (cm ²)		
X-X	16.06	15.50	8T20 = 25.13	8T20 = 25.13	30	15
Y-Y	17.75	17.63	8T20 = 25.13	8T20 = 25.13	30	15

7.10 Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(0.5 \times 0.9) \text{ m}^2$

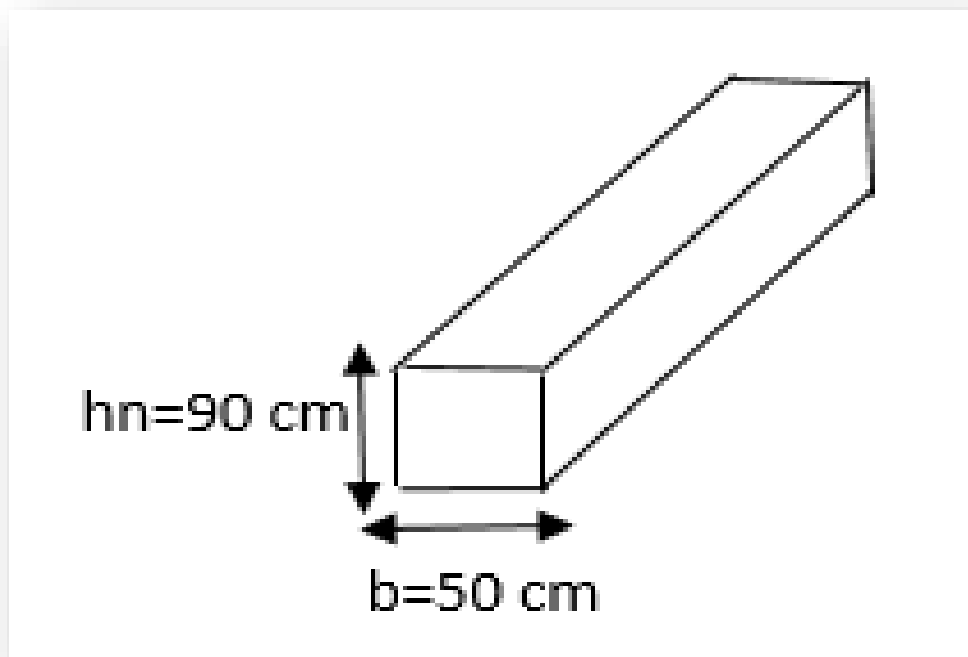


Figure 7-6: La section de la nervure

Tableau 7-4: Sollicitations de la nervure

	COMB	M(KN.m)	Tu max(KN)
Appuis	ELU	168,16	X-X
	ELS	121,2	165.36
Travée	ELU	123,09	Y-Y
	ELS	89,39	199.25

Calcul à ELU :

-Ferrailage en travée :

Mt=123.09KN.m b=0.5m ; h= 0.9m ; d=0.81m

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{123,09 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81^2 \times 14.17} = 0.026$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ (S.S.A ; A2=0)

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,033$$

Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,033) = 0,8 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{123,09 \times 10^{-3}}{0,8 \times 348} = 4,42 \text{ cm}^2$$

-Ferrailage en appui :

$$M_t = 168,16 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,5 \text{ m} ; h = 0,9 \text{ m} ; d = 0,81 \text{ m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{168,16 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,81^2 \times 14,17} = 0,036$$

$$\mu_u < 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A} ; A_2 = 0)$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0,046$$

Bras de levier :

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,046) = 0,8 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{168,16 \times 10^{-3}}{0,8 \times 348} = 6,04 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

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

$$\Rightarrow A_{st \min} \geq \max(4.5 \text{ cm}^2; 4.89 \text{ cm}^2) = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ Travée}} = 4.42 \text{ cm}^2 < 4.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$A_{st \text{ App}} = 6.04 \text{ cm}^2 > 4.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

- Choix des Armatures:

En travée:

$$A_{st} = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$A_{sa} = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Selon **RPA 99V2003** :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 100 \times 60 = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{ap} > A_{\min}$$

$$A_{st} + A_{ap} > A_{\min} = 30 \text{ cm}^2$$

$$12.06 + 12.06 > 22.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$24.12 > 22.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✦ **Vérification à L'E.L.S :**

-Vérification des contraintes :

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h \cdot (A_{st})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d \cdot A_{st})}{h(A_{st})^2}} - 1 \right) = \frac{15 \cdot (12.06)}{50} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 50(81 \cdot 12.06)}{15(12.06)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 20.9 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_{st} (d - x)^2 = \frac{50 \cdot 20.9^3}{3} + 15 \cdot 12.06 (81 - 20.9)^2$$

$$I_0 = 805568.1 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I_0} = \frac{89.39 * 10^{-3} * 0.209}{8055681 * 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 \text{Mpa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta M_s * (x - d')}{I_0} = \frac{15 * 89.39 * 10^{-3} * (0.209 - 0.09)}{8055681 * 10^{-8}} \quad ;$$

$$\sigma_{sc} = 19.81 \text{Mpa} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_s * (d - x)}{I_0} = \frac{15 * 89.39 * 10^{-3} * (0.81 - 0.209)}{8055681 * 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 100.04 \text{Mpa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

En appui :

Position de l'axe neutre :

$$X = \frac{h * (A_{st})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(d - A_{st})}{h(A_{st})^2}} - 1 \right) = \frac{15 * (12.06)}{50} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 50(81 * 12.06)}{15(12.06)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 20.9 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b * x^3}{3} + 15 A_{st} (d - x)^2 = \frac{50 * 20.9^3}{3} + 15 * 12.06 (81 - 20.9)^2$$

$$I_0 = 805568.1 \text{cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I_0} = \frac{121.2 * 10^{-3} * 0.209}{8055681 * 10^{-8}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.14 \text{Mpa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\eta Ms * (x - d')}{I_0} = \frac{15 * 121.2 * 10^{-3} * (0.209 - 0.09)}{8055681 * 10^{-8}} ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = \min(266.67; 201.63) \text{Mpa} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = 26.86 \text{Mpa} \quad \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta Ms * (d - x)}{I_0} = \frac{15 * 121.2 * 10^{-3} * (0.81 - 0.209)}{8055681 * 10^{-8}} ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 135.63 \text{Mpa} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

7.11 Vérification au cisaillement:

❖ Dans le sens X-X :

$$Tu_{\max} = 165.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = Tu / b \times d$$

$$= \frac{165.36 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81} = 0.41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_c / 28 / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ Dans le sens Y-Y :

$$Tu_{\max} = 199.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = Tu / b \times d$$

$$= \frac{199.25 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81} = 0.5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_c / 28 / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Armature transversale :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\varnothing_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(16 ; \frac{900}{35} ; \frac{500}{10} \right) \rightarrow \varnothing_t \leq \min (1,6 ; 26 ; 50 \text{ mm})$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

7.12 Calcul de l'espacement :

Selon le **RPA 99** :

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (22.5 ; 19.2 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$S_t' \leq \left(\frac{h}{2} \right)$$

$$S_t' \leq \left(\frac{90}{2} \right) \quad \text{On prend : } S_t' = 30 \text{ cm}$$

Tableau 7-5: Récapitulatif du ferrailage de la nervure

A_{min} (cm ²)	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
	Travée		Appui		S_t (cm)	S_t' (cm)	\varnothing_t (cm)
	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)			
22.5	4.42	6T16 = 12.06	6.04	6T16 = 12.06	15	30	8

Schéma du ferrailage:

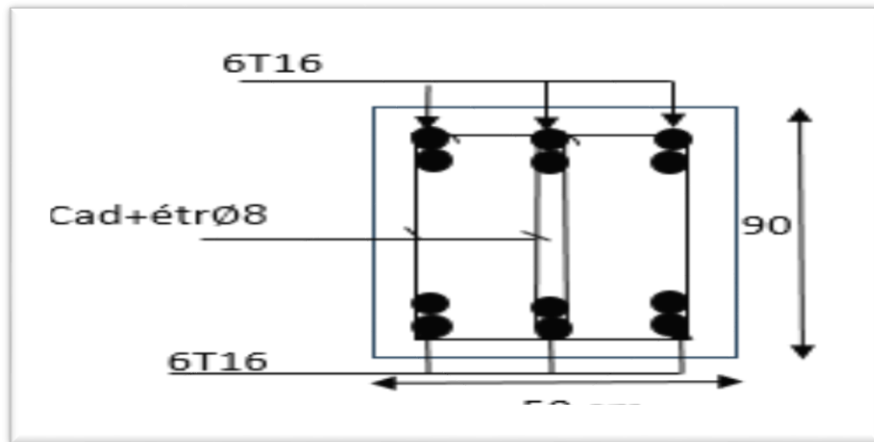


Figure 7-7: Ferrailage des nervures en travée et appuis

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude nous a été bénéfique du moment qu'il nous a permis d'exécuter l'instruction idéal qu'ingénieur peut atteindre dans sa mission. Nous avons saisi combien il est nécessaire de bien dimensionner les différents éléments constructifs et de respecter les principes de sécurité et de stabilité structurelle.

- ✓ Effectivement, ce projet vise à contenir les normes parasismiques (DTR, BAEL91, RPA99/V2003) et le logiciel de SAP2000.
- ✓ Il est intéressant de faire l'analyse sismique d'un bâtiment situé en zone de sismicité moyenne. Aussi, l'influence des différents facteurs sur le comportement dynamique et son amélioration durant le séisme sont conditionnés par la bonne modélisation.
- ✓ Cette étude nous a permis d'opter les voiles comme un système de contreventement bien disposé et acceptable dans les résultats d'analyse.
- ✓ En vue d'assurer la sécurité et la résistance de la structure, nous avons opté dans la conception et l'exécution des fondations pour un radier général.

Finalement, nous avons atteint l'objectif de bien maîtrisé le calcul des ouvrages en béton armé. D'ailleurs nous espérons que ce travail sera un guide pour notre carrière professionnel et d'autres prochains ingénieurs.

BIBLIOGRAPHIE

- ◆ **Charges permanentes et charges d'exploitation** : Document technique réglementaire « **DTRBC.C.2.02** ».

- ◆ **RPA99 VERSION 2003** : Règle Parasismique Algérien.

- ◆ **Jean-Pierre Mougine** : Béton armé : BAEL91 Modifier 2003 et DTU associés, édition Eyrolles, Paris France.

- ◆ **Norferville, de Franck Thilliez** ;(règles BAEL91 modifiées 99 _Collectif Eyrolles_3^{ème} édition-Librairie Eyrolles.

- ◆ **A.ALIOUA / C.RERBAL** : Etude d'un bâtiment (2SS+RDC+11étage).
Département de Génie Civil, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université Abou.Bakr-Belkaid.

- ◆ **S.KHELAIFIA** : Etude d'un bâtiment (RDC+5 étages), Département de Génie Civil, Faculté des sciences et de la technologie, Université du 8 Mai 1945 Guelma.

