

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique Université 20 Aout

Université 20 Aout 1955 de Skikda

Faculté de Technologie

Référence : FST/DGC/M2/..... /.....



Mémoire de Fin d'Etudes

Présenté au

Département : Génie Civil

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Réalisé par

Litim Roumaissa

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5) à usage multiples contreventé par voiles-portiques en béton armé

Devant le jury de soutenance composé de :

Mr: R .DJEBIEN.

MCA Univ. Skikda.

Président

Mr : A/K. REMMACHE.

MAA Univ.Skikda.

Encadreur

Mem: N. REZAIGUIA.

MAA Univ. Skikda.

Examineur

Année universitaire : 2023-2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord je remercie الله de m'avoir donné la force et le courage pour terminer ce travail.

Et je remercie mes chers parents pour leur amour, leur soutien et leurs encouragements.

Je remercie aussi notre encadreur K.Remmache pour les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance qu'il nous a accordé, la patience dont il a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.

Sans oublier un grand merci aux membres de jures qui nous font le grand honneur d'évaluer ce travail.

On remercie tous les enseignants du département GENIE CIVIL D'UNIVERSITE DE SKIKDA pour leurs rôles importants dans notre formation.

الإهداء

" من قال أنا لها نالها "

لم تكن الرحلة قصيرة ولا ينبغي لها أن تكون لم يكن الهدف قريبا ولا الطريق محفوفا بالتسهيلات لكني فعلتها ونلتها

الحمد لله حبا وشكرا إمتنانا الذي بفضلها ها أنا اليوم أنظر إلى حلم طال إنتظاره وقد أصبح واقع أفتخر به

أهدي هذا العمل إلى من شهدوا على تعبي "عائلي"

إلى ملاكي الطاهر وقوتي بعد الله داعمتي الأولى والأبدية أُمي أهديك هذا الإنجاز الذي لولا تضحياتك لما كان له وجود ممتنة لان الله إصطفاك من بين البشر أما لي يا خير سند وعض.

إلى من دعمني بلا حدود وأعطاني بلا مقابل إلى من تعب معي وسند ضهري أبي أهديك هذا النجاح ليكون ثمرة تعبك.

إلى من قيل فيهم ﴿ سَنَشُدُّ عَضُدَكَ بِأَخِيكَ ﴾

إلى من آمنت بقدراتي ومن كانت تذكرني بقوتي وتقف خلفي كظلي أختي حبيبتي دمتي لي قوة يا خير النعم

إلى من مد يده دون كلل أو ملل وقت ضعفي أخي صغيري أدامك الله ضلعا ثابتا لي

وأخيرا أهدي عملي أيضا إلى أصدقائي وزملائي وكل من دعى لي في ظهر الغيب.

" الحمد لله حتى يبلغ الحمد منتهاه "

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني وتجاري يتكون من طابق أرضي و5 طوابق علوية يقع في منطقة الحروش (ولاية سكيكدة)، مصنف في المنطقة الزلزالية المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط

قياس وتسليح هذه البناية ومختلف العناصر الأساسية تمت طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل ومقياس الإسمنت المسلح

CBA93 والخرسانة المسلحة في الحالات الحديدية 99 BAEL91 modifié

تم حساب مختلف القوى تحت تأثير الضغوط الساكنة والديناميكية تلقائيا باستخدام (ROBOT Autodesk 2021)

وكذلك تم تنفيذ الرسومات بواسطة AUTO CAD 2016

في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الاساسات

الكلمات المفتاحية:

الكلمات المفتاحية خرسانة مسلحة، دعائم مختلطة، دراسة ديناميكية، أعمدة، روافد، جدران

معدل 99 BAEL91 إصدار 2003، RPA99، ROBOT Autodesk

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation et commercial composé d'un rez de chaussée et de 5 étages, implanté dans EL HARROUCHE (Wilaya de SKIKDA), classé en Zone IIa selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte en béton armé.

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (BAEL91, CBA.93 et RPA99 version 2003...etc.).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (ROBOT Autodesk 2021) aussi que les dessins ce fait par AUTO CAD 2016.

Nous avons étudié l'infrastructure donc en calculant les fondations.

Mots clés Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles
ROBOT Autodesk, RPA99 version 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential and commercial use consisting of a ground floor and five floors, located in the EL HARROUCHE (state of SKIKDA), and classified In Zone IIa according to the Algerian Parasism Regulations (RPA 99 version 2003).

The resistance of the structure to horizontal and vertical stresses is ensured by a composite bracing system in reinforced concrete.

The dimensioning and the reinforcement of all the resistant elements were in conformity with the Algerian regulations in force (BAEL91, CBA.93 and RPA99 version 2003...etc.).

The calculation of the various forces under the effect of static and dynamic stresses was carried out automatically using the software (ROBOT Autodesk 2021) as well as the drawings, done by AUTO CAD 2016.

Finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations

Key words Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells

ROBOT Autodesk, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Sommaire

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	1
I.1) Introduction :	1
I.2) Présentation de l'ouvrage :	1
I.3) Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :	1
I.4) Conception de structures :	1
I.5) Règlement et normes utilisées :	3
I.6) Caractéristiques mécaniques des matériaux :	3
I.7) Actions et sollicitations :	13
II) Pré dimensionnement des éléments et descente des charges :	14
II.1) Introduction :	14
II.2 : Pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires :	14
II.2.1 : Pré dimensionnement des planchers :	14
II.2.1.1-Plancher en corps creux :	14
II.2.2 Pré dimensionnement des poutres :	16
II.2.3 Pré dimensionnement de poutre palière :	18
II.2.4 Pré dimensionnement des voiles :	19
II.2.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :	21
II.2.6 Pré dimensionnement des escaliers :	21
II.2.7 Pré dimensionnement de planchers dalles pleines (balcon) :	22
II.3. Descentes de charges :	24
II.4 Etape de pré dimensionnement des poteaux :	27
II.5 Descente des charges sur les poteaux :	28
III) Etude des éléments secondaires :	41
Introduction :	41
III.1 Etude de l'acrotère :	41
III.2 Etude de balcon :	50
III.3 Etude d'escaliers :	56
III.4 Etude de la poutre palière :	72
III.5 Etude des planchers :	80
IV. Étude dynamique et sismique :	106
IV.1 Introduction :	106
IV.2 Étude dynamique :	106

IV.3 La Modélisation :	106
IV.4 Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :.....	107
IV.5 Choix de la méthode de calcul :	109
IV.6 Critères de classification par RPA 99 version 2003 :	109
IV.7 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	113
IV.8 Calcul par la méthode statique équivalent :	116
V. Ferrailage des éléments structuraux :	134
V.1 Introduction :	134
V.2 Ferrailage des poutres :	136
V.2.1 Introduction :	136
V.2.2 Recommandation :.....	136
V.2.3 Les étapes sur logiciel :	137
V.2.4 Ferrailage des poutres principales : 30 × 40 cm²	138
V.2.5 Ferrailage des poutres Secondaires : 30 × 35 cm²	146
V.3 Ferrailage des poteaux :	154
V.3.1 Introduction :	154
V.3.2 Les fonctions des poteaux en béton armé :.....	154
V.3.3 Les type de sollicitations :	154
V.3.4 Recommandation du RPA99/version 2003 :	155
V.3.5 Ferrailage des poteaux (30×40) cm² :	160
V.3.6 Vérification :	169
V.3.7 Vérification à L'ELS :	172
V.4 Ferrailage des voiles :	174
V.4.1 Introduction :	174
V.4.2 Prescriptions imposées le RPA99/2003 :	174
V.4.3 Méthodes de calcul des voiles :	176
VI. Etude de l'infrastructure :	186
VI.1 Introduction :	186
VI.2 Choix du type de fondation :	186
VI.3 Etude du sol :	187
VI.4 Etude général du radier :	187
VI.5 Etude du débord :	205
VI.6 Calcul des nervures	208
VI.7 La dalle flottante :	217

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I.1 Plancher à corps creux.	2
Figure II.2 Plancher à dalle pleine.	2
Figure III.3 Eprouvette à écraser.	4
Figure IV.4 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge.	5
Figure V.5 Diagramme de calculs contraintes - déformation du béton à l'ELU.	7
Figure VI.6 Diagramme de contraintes – déformation du béton (à l'ELS)	8
Figure VII.7 Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELU.....	9
Figure VIII.8 Diagramme des déformations limitées de la section à l'ELU.....	11
Figure IX.9 Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELS	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges.

Figure II.1 Coupe verticale d'un plancher courant.	15
Figure II.2 Section transversale de poutrelle.	15
Figure II.3 Dimensions de la poutre principale.....	16
Figure II.4 Dimensions de la poutre secondaire.	17
Figure II.5 Schéma statique de la poutre palière.	18
Figure II.6 Dimensions de la poutre palière.	18
Figure II.7 Coupe de voile en élévation.	19
Figure II.8 Coupe de voile en plan.	20
Figure II.9 Dimensions de l'acrotère.	21
Figure II.10 coupe verticale de l'escalier.	21
Figure II.11 Dimensions de balcon.	23
Figure II.12 Schéma représentant les couches d'un plancher de terrasse inaccessible.....	24
Figure II.13 Schéma représentant les couches d'un plancher courant.	24
Figure II.14 Coup long du mur extérieur.	25
Figure II.15 Coup long du mur intérieur	25

Figure II.16 Constituants d'un Palier.	26
Figure II.17 Composants Volée.	26
Figure II.18 Schéma représentant les couches d'un balcon.	27
Figure II.19 La surface afférente du poteau central.	28
Figure II.20 Loi de dégression des surcharges d'exploitation.	30
Figure II.21 La surface afférente du poteau de rive.	31
Figure II.22 La surface afférente du poteau d'angle.	34

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère.	41
Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère.	43
Figure III.3 .Coupe vertical de Ferrailage de l'acrotère.	49
Figure III.4 Coupe horizontal de Ferrailage de l'acrotère.	49
Figure III.5 Schéma statique de calcul.	51
Figure III.6 Ferrailage du balcon.	55
Figure III.7 schéma d'un escalier.	56
Figure III.8 Schéma statique d'escalier.	57
Figure III.9 Schéma de ferrailage d'escalier.....	71
Figure III.10 Schéma statique de poutre palière.	72
Figure III.11 Schéma de ferrailage de poutre palière.	79
Figure III.12 Disposition des armatures de la dalle de compression.	81
Figure III.13 Surfaces revenant aux poutrelles.....	82
Figure III.14 Schéma statique de la Poutrelle à (5 Travées) à l'ELU.	86
Figure III.15 section T et section rectangulaire.	98
Figure III.16 Schéma de ferrailage de plancher.	105

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique.

Figure IV.1 Logiciel de modélisation.	106
Figure IV.2 Carte de zonage sismique du territoire nationale.	110
Figure IV.3 Organigramme de justification du coefficient R.	116

Figure IV.4 Comportement du 1er mode.	119
Figure IV.5 Comportement du 2eme mode.....	120
Figure IV.6 Comportement du 3eme mode.	121
Figure IV.7 formules empiriques appropriées de plus de 30 %.	124
Figure IV.8 Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.	127
Figure IV.9 Distribution de la force sismique x.	128
Figure IV.10 Distribution de la force sismique sens y.	128
Figure IV.11 L'effet P-Δ.	131

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux.

Figure V.1 Extraction des valeurs My à partir de ROBOT.	138
Figure V.2 Schéma de ferrailage des poutres principale (30×40) cm ²	145
Figure V.3 Schéma de ferrailage des poutres secondaires section (30×35) cm ²	153
Figure V.4 schéma statique d'un poteau.	154
Figure V.5 Organigramme de justification l'état de contrainte des sections soumises à la flexion composée.....	158
Figure V.6 Organigramme de calcul des sections d'armatures selon l'état de contraintes.	159
Figure V.7 Schéma de ferrailage de poteaux section (30×40) cm ²	173
Figure V.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles.	174
Figure V.9 Les efforts normaux.	178
Figure V.10 Diagramme des contraintes.	181
Figure V.11 Schéma de ferrailage de voile.	185

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Figure VI.1 radié général.	187
Figure VI.2 Numérotage des panneaux.	192
Figure VI.3 Schéma de la dalle du radier.	198
Figure VI.4 Schéma statique du débord.	205
Figure VI.5 Schéma de ferrailage du radier Sens xx	207
Figure VI.6 Schéma de ferrailage du radier Sens yy	207

Figure VI.7 Sollicitations des nervures sens X A'ELU.	208
Figure VI.8 Sollicitations des nervures sens X A'ELS.	208
Figure VI.9 Sollicitations des nervures sens Y A'ELU.	209
Figure VI.10 Sollicitations des nervures sens Y A'ELS.	209
Figure VI.11 Schéma de ferrailage de nervures.	216
Figure VI.12 Exécution de dallage.	218

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I.1 Caractéristiques des Aciers.	9
Tableau I.2 Règles des trois pivots.	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges.

Tableau II.1 Dimensions finales des poutres.	17
Tableau II.2 Charges du Plancher terrasse (Dalle en corps creux).	24
Tableau II.3 Charges du Plancher étage courant (Dalle en corps creux).	24
Tableau II.4 Charges du mur extérieur.	25
Tableau II.5 Charges du mur intérieur.	25
Tableau II.6 Charges d'un Palier.	26
Tableau II.7 Charges du Volée.	26
Tableau II.8 Charges du Balcon.	27
Tableau II.9 Résultat finales des charges sur poteaux.	36

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III.1 les sollicitations de calcul.	51
Tableau III.2 Vérification des contraintes de compression dans le béton.	54
Tableau III.3 Vérification des contraintes maximales dans l'acier.	55
Tableau III.4 Tableau récapitulatif des efforts a ELU.	61
Tableau III.5 Tableau récapitulatif des efforts a ELS.	65
Tableau III.6 Tableau récapitulatif des efforts et moment à L'ELU et L'ELS.....	73

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique.

Tableau IV.1 Classification des sites.	111
Tableau IV.2 Classification des systèmes de contreventement.	112
Tableau IV.3 Centre de masse de chaque étage.	113
Tableau IV.4 Centre de torsion de chaque étage.	114
Tableau IV.5 Excentricité statique et accidentelle.	114
Tableau IV.6 Excentricité Retenue.	115

Tableau IV.7 coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1. RPA).	116
Tableau IV.8 Facteur de qualité.	117
Tableau IV.9 Valeurs de T1 et T2 (Tableau 4.7. RPA).	117
Tableau IV.10 Valeur d'amortissement Tableau 4.2 RPA.	118
Tableau IV.11 Comportement des trois premiers modes.	119
Tableau IV.12 Vérification de la participation massique.	122
Tableau IV.13 Résumé des résultats.	126
Tableau IV.14 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.	126
Tableau IV.15 Distribution de la résultante des forces sismiques.	128
Tableau IV.16 Moment de renversement suivant les deux directions X et Y.....	129
Tableau IV.17 Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y.	129
Tableau IV.18 Vérification de la stabilité au renversement.	129
Tableau IV.19 Vérification des déplacements inter-étage suivant X.....	130
Tableau IV.20 Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....	130
Tableau IV.21 Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions....	131
Tableau IV.22 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X.	132
Tableau IV.23 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y.	132
Tableau IV.24 Vérification de l'effort normal réduit.	133
Tableau IV.25 Dimensions finales des poutres.	133
Tableau IV.26 Dimensions finales des poteaux.	133

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux.

Tableau V.1 Les sollicitations de calcul des poutres principales.	138
Tableau V.2 Les sollicitations de calcul des poutres secondaires.	146
Tableau V.3 Sollicitations des poteaux (30cm * 40cm) A L'ELU.	160
Tableau V.4 Sollicitations des poteaux (30cm * 40cm) A L'ELA.	164
Tableau V.5 sollicitations du voile.	180

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.1 la surface des panneaux du radier.	192
--	-----

Tableau VI.2 Caractéristiques géométriques du radier.	193
Tableau VI.3 Inertie et Centre de gravité du radier. ...	193
Tableau VI.4 Les moment dans les défèrent panneau.	198
Tableau VI.5 Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier.	199
Tableau VI.6 Tableau récapitulatif des moments de la nervure.	209
Tableau VI.7 Choix final des armatures.	211

LES ACRONYMES :

A : Coefficient d'accélération de zone

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_{max} : Section d'armature maximale

A_r : Armature de répartition

A_s : Section d'armature

b : Largeur

b₀ : Largeur de la nervure

CP : Facteur de force horizontale

C_t : Coefficient de période

D : Facteur d'amplification dynamique

d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

ΔK_{x, y} : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1

δ_{kx, y} : Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement

δ(e_k)_{x, y} : Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)

e : Epaisseur, excentricité

E : Module de Young.

E_b : Module de déformation différée

E_{ij} : Module d'élasticité instantané

E_{vj} : Module d'élasticité différée

E_s : Module d'élasticité de l'acier

F : Force sismique de niveau

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{bc} : Contrainte de calcul

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

ftj : Résistance à la traction du béton à {j} jours

fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge

ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge

g : Largeur de la marche

G : Action permanente

h : Hauteur

hk : Hauteur de l'étage « k »

hn : La hauteur mesurée en mètre, à partir de la base de la structure

hr : L'épaisseur du radier

Ix , Iy : Moment d'inertie

K : Coefficient de raideur de sol

Ka: Coefficient de poussé

L : Longueur

L0 : La longueur de la projection horizontale de la pailasse

Le : Longueur élastique

M : Moment fléchissant

Ma : Moment en appui

Ms : Moment stabilisateur dû aux charges verticales

Mt : Moment en travée

N : Effort normal

n : Nombre d'étage.

Nu : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Pk : poids total de la structure et des charges

Q : Action d'exploitation, facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

St : Espacement

T : Effort tranchant, période

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

V : Force sismique total

V_t : Forces sismiques à la base

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

W : Poids total de la structure

W_i : Poids au niveau {i}

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_d : Poids spécifique du remblai

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

ε : Déformation relative

θ : Coefficient d'application

φ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton

σ_s : Contrainte d'acier

σ_s : Contrainte admissible d'acier

σ_m : Contrainte moyenne

σ_{sol} : Contrainte du sol

τ : Contrainte ultime de cisaillement

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

μ : Moment ultime réduit

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

ν : Coefficient de poisson

λ : Elancement

Y : Position de l'axe neutre

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène

I : Moment d'inertie

I_{fi} : Moment d'inertie fictive pour les déformations instantanées

I_{fv} : Moment d'inertie fictive pour les déformations différées

Introduction générale :

Le **génie civil** représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. C'est l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages d'infrastructures. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Notre cycle de formation en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+5) contreventé par voiles et portiques qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir ;

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91/99).

Notre travail est organisé en six chapitres :

- Le premier chapitre consiste en une présentation complète du bâtiment : définition des différents éléments, choix des matériaux
- Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre présente l'étude dynamique et sismique du bâtiment menée en utilisant le logiciel de ROBOT2016
- Le cinquième chapitre : calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT2016.
- Sixième chapitre : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations

Chapitre I :

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux**

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1) Introduction :

Le Béton armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays du fait que la majorité des ouvrages sont construits en béton armé. Il constitue une branche de Génie Civil qui a pour but de dimensionner les ouvrages. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) soumis aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul (BAEL 91 modifiées 99).

I.2) Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale, cette structure est composée de :

- ✓ Rez de chaussée.
- ✓ 5 étages.

Le bâtiment est implanté à EL HARROUCHE (Wilaya de SKIKDA) qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zonella) selon le classement des zones établies par l'RPA99 (version 2003).

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- ❖ Le site est considéré comme un site meuble (S3)
- ❖ La contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 1.5$ bars)
- ❖ Profondeur d'ancrage 2.00m

I.3) Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

I.3.1) Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC.....3,74 m.
- Hauteur d'étage courant..... 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère)19,04 m.
- Hauteur de l'acrotère :0,60 m

I.3.2) Dimension en plan :

- Longueur totale..... 18,45 m.
- Largeur totale..... 10,65 m.

I.4) Conception de structures :

I.4.1) Système porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on propose pour son contreventement les variantes différentes :

- ✓ Contreventement par des voiles en béton armé dans les deux sens (longitudinal et transversal) ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales (fonction porteurs) et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux (fonction contreventement).
- ✓ Portique (poteaux- poutres) destiné essentiellement pour reprendre les charges et les surcharges verticales.

I.4.2) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes destinées à limiter les différents niveaux d'un bâtiment, à supporter les revêtements et les surcharges. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

On distingue de deux types de planchers :

- *Planchers en corps creux :*

Ils sont composés par des hourdis avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles coulées sur place. Le plancher terrasse, inaccessible, sera muni d'une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, d'une étanchéité et d'une isolation thermique.

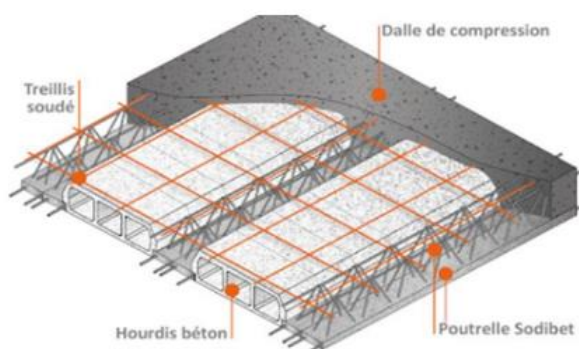


Figure X.1 Plancher à corps creux.

- *Planchers en dalle pleine en béton armé :*

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau du parking ; au niveau du R-1 et RDC et aussi là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

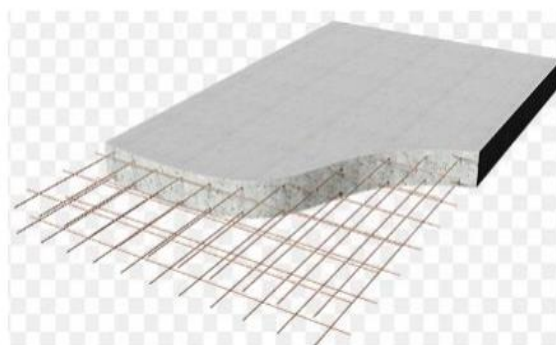


Figure XI.2 Plancher à dalle pleine.

I.4.3) Maçonnerie :

- Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- Mur intérieur : ils seront en simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4) Les escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

I.4.5) L'acrotère :

Elément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-corps.

I.4.6) Balcons :

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.4.7) Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduits en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Enduits en ciment pour les murs extérieurs.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

I.4.8) Infrastructure :

Le choix de la fondation se fera selon :

- ✓ L'importance de l'ouvrage (poids de la structure).
- ✓ La résistance pratique du sol.
- ✓ la nature du sol.
- ✓ Economie, et facilité de réalisation

I.5) Règlement et normes utilisées :

Le calcul et la vérification de cet ouvrage s'appuient sur les règlements en vigueur suivants :

- Règles « B.A.E.L 91 modifié 99 et DTU associés ».
- Règlement parasismique algérien « R.P.A 99 VER 2003 ».
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93 ».
- Document technique réglementaire « DTR B.C 2

I.6) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003) et CBA93.

I.6.1) Le béton :

C'est un matériau composite, obtenu par un mélange étudié de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment), eau et éventuellement d'adjuvants pour obtenir les propriétés désirées.

C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre, sa résistance à la traction est très faible.

I.6.1.1) Les matériaux composants le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

- **Ciment** : Le ciment est un liant hydraulique ayant de bonnes caractéristiques d'adhérence et de cohésion. Hydraté par l'eau, il devient une pâte permettant la liaison et l'enrobage des granulats. Par réaction chimique, il durcit et donne un matériau solide, ayant les caractéristiques d'une pierre.
- **Granulats** : Les granulats (ou agrégats) sont un mélange de sable et de gravier de différents calibres (de 0 à 5 mm pour le sable et de 5 à 25mm pour le gravier). Les granulats sont classifiés en granulométrie par la grosseur de leurs grains, ils constituent le squelette du béton et occupent environ les 70 à 75 % du volume.
- **Eau** : L'eau est un élément très important dans l'hydratation du ciment et dans la maniabilité du béton. Son rapport doit répondre à un dosage précis, afin que soit garantie une bonne résistance du béton, l'excès d'eau entraîne un changement dans les caractéristiques du béton qui diminue sa résistance. Le rapport convenable « eau/ ciment » doit se situer entre (0.4 et 0.6), cependant il dépend des facteurs tels que de l'ouvrabilité souhaiter, de la qualité du béton et de l'utilisation d'adjuvant tels que les plastifiants, les réducteurs d'eau etc.

a) Dosage du béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- 350 Kg de ciment CPA325.
- 800 litres de graviers.
- 400 litres de sables.
- 175 litres d'eau.

b) Résistance caractéristique du béton à la compression à 28j :

(Art A.2.1, 11 CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindres droits ($\varnothing = 16\text{cm}$ et $h = 32\text{cm}$).

Figure XII

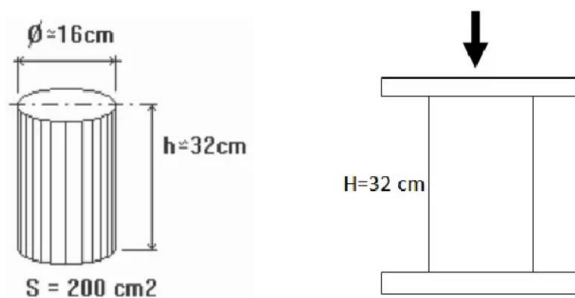


Figure 1.3 Eprouvette à écraser

Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

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

La résistance caractéristique f_{c28} à 28 jours sera prise à **25 MPa**.

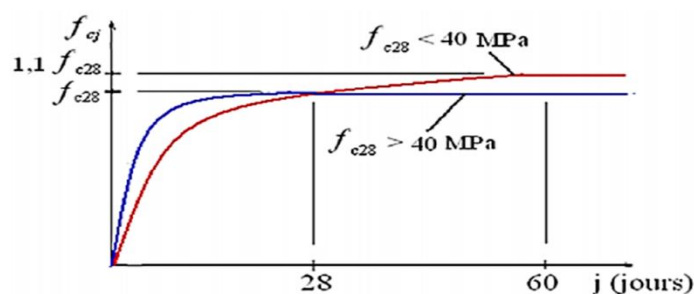


Figure XIII.4 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge

c) Résistance à la traction :

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

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

(A. 2.1, 12 BAEL91)

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,1 MPa.

d) Module de déformation longitudinale du béton :

d.1) Déformation instantanée : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton :

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

(BAEL 91/99, art A.2.1, 21)

D'où : $E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$

d.2) Déformation différée :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91/99, art A.2.1 22})$$

D'ou : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$

e) Module déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale noté «G» est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ (MPa)} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} E: \text{Module de YOUNG} \\ \nu: \text{Coefficient de poisson} \end{array} \right\}$$

e.1) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}} \quad \nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

Avec :

$\frac{\Delta l}{l}$: Allongement relatif de la section transversale.

$\frac{\Delta L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale.

Il sera pris égale à :

- ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- ELS : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré) (BAEL 91/99, art A.2.1 ,3)

I.6.1.2) Caractéristique physique du béton :

a) Poids volumique du béton :

Le poids volumique de béton ρ est de l'ordre de :

- 23 à 24 KN/m^3 s'il n'est pas armé.
- 25 KN/m^3 s'il est armé.

b) Diagramme σ/ϵ de calcul :

b.1) Contraintes limites de compression à l'état limite ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de

La quelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91/99, art A.4.3, 41})$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

Tel que :

- ✓ $\gamma_b = 1,5$ cas des situations courantes
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles
- ✓ 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- ✓ θ : Coefficient d'application des actions considérées :
- ✓ $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures
- ✓ $\theta = 0,9$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action
- ✓ $\theta = 0,85$: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est inférieure à 1 h.

• Situation courante :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \\ \theta = 1 \end{cases} \Rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \\ \theta = 0,85 \end{cases} \Rightarrow f_{bu} = 21,7 \text{ MPa}$$

A l'état limite ultime, c'est un diagramme non linéaire dit (parabole- rectangle)

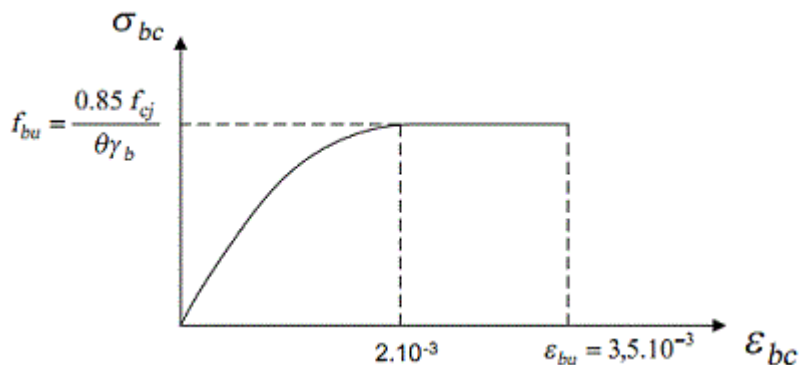


Figure I.5 Diagramme de calculs contraintes - déformation du béton à l'ELU.

b.2) Contrainte tangente conventionnelle (contrainte limite de cisaillement) à l'ELU :

Elle est définie par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{MPa}) \quad \text{BAEL 91/99 (Art A - 5.1.21)}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

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

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Fissuration préjudiciable très préjudiciable.

b.3) Contraintes limites de compression à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj} \text{ (BAEL 91/99, art A.4.5, 2)}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

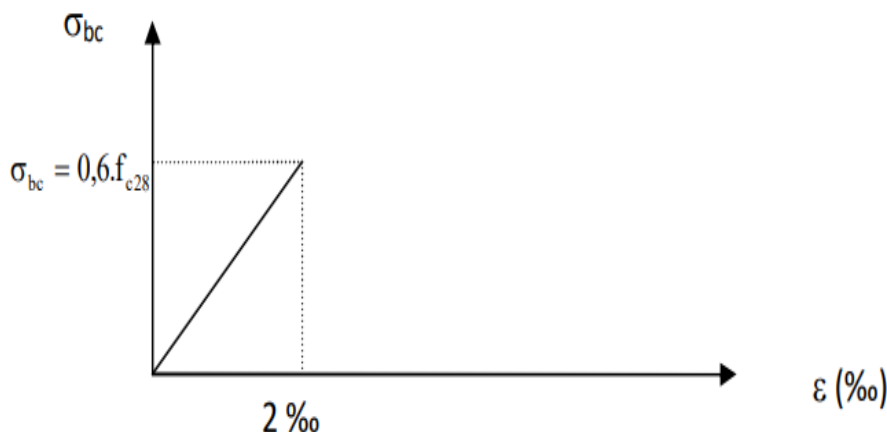


Figure I.6 Diagramme de contraintes – déformation du béton (à l'ELS)

I.6.2) Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

1. Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
2. Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

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

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nominatif	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient [η] de fissuration	Coefficient descellement [Ψ]
Aciers en barres	Rond lisse Fe E 235	RL	235	410-490	22%	1	1
	Haute adhérence Fe E 400	HA	400	480	24%	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudés TL520 Ø<6	TS	520	550	8%	1,3	1

Tableau I.1 Caractéristiques des Aciers.

I.6.2.1) Caractéristique mécanique :

a) Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier à :

$E_s = 2.105 \text{MPa}$. (B.A.E.L.91/99 Art.2.2, 1)

b) Les contraintes limites de calcul :

b.1) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant : (B.A.E.L.91/99 Art.2.2, 2)

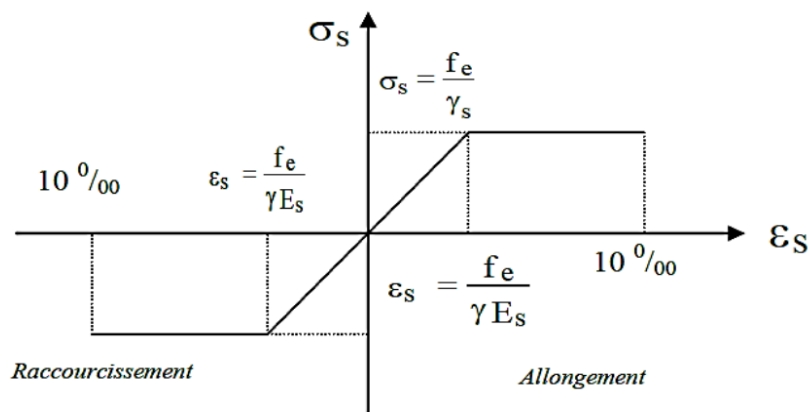


Figure I.7 Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELU

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\begin{cases} 1,15 \rightarrow \text{Situation durable} \\ 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\varepsilon_s = \Delta L / L$$

b.2) *Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)* :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissurations en limitant les contraintes dans l'armatures. (B.A.E.L.91/99 Art.4.5, 33)

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est soumise à aucune limitation.

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

- Fissuration préjudiciable : Cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable : Cas des éléments exposés en milieu agressif.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_c; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence de $\phi \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence de $\phi \leq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

I.6.2.2) Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

a) E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

a.1) Hypothèses de calcul :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

a.2) Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armée peut intervenir :

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

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

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

Pivot	Domaine	Déformation du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 1‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

Tableau 1.2 Règles des trois pivots.

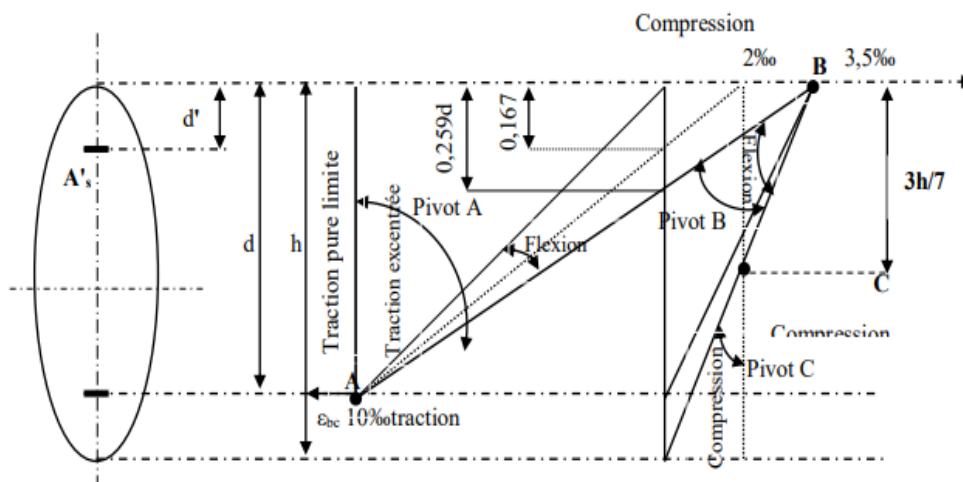


Figure 1.8 Diagramme des déformations limitées de la section à l'ELU

b) E.L.S :

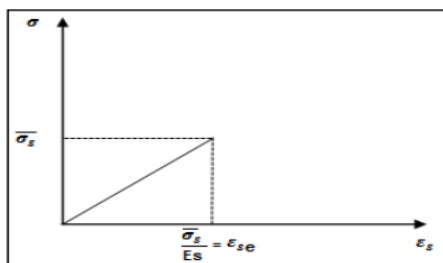
Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

b.1) Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{Avec : } \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.



Figuré I.9 Diagramme contraintes – déformation de l'acier à l'ELS

Le coefficient d'équivalence:

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

c) Protection des armatures :

(B.A.E.L.91/99. Art.A.7, 1)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- C t 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- C t 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- C t 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations. Pour notre considérerons C= 5cm pour les éléments de l'infrastructure et C= 3cm pour les éléments de la superstructure compte tenu de certains intempéries du site ou se situe notre ouvrage.

I.7) Actions et sollicitations :

I.7.1) Les actions :

On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction. On distingue : Les actions permanentes notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Le poids propre de la structure
- La poussée des terres et liquides. Les actions variables notées Q , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps et on distingue :
 - Les charges d'exploitation.
 - Les charges climatiques (neige, vent).
 - Les charges dues à l'effet de température. Les charges appliquées en cours d'exécution. Les actions accidentelles, notées FA provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

I.7.2) Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

- Etats limite ultime Les sollicitations de calcul sont déterminés à partir de la combinaison d'action suivante : $1.35G+1.5Q$
- Etat limite de service Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $G+Q$
- RPA Les réglés parasismique algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivant :
 - ✓ Pour les poutres :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm Q \end{cases}$$
 - ✓ Pour les poteaux :
$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Chapitre 2 :

**Pré dimensionnement des éléments et
descente des charges**

II) Pré dimensionnement des éléments et descente des charges :

II.1) Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et le règlement de conception et de calcul de structure en béton armé (C.B.A.93).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement, les parties concernées par le pré-dimensionnement sont : les planchers, les voiles, les poteaux, les poutres et les escaliers.

II.2 : Pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires :

II.2.1 : Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher, dans le domaine du bâtiment, est un ouvrage plan formant une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment. L'épaisseur de cet élément dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. On a deux types des planchers : Plancher en corps creux et plancher en dalle pleine en béton armé.

II.2.1.1-Plancher en corps creux :

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

Le ' CBA93' recommande que :

La condition de la résistance à la flèche du plancher à corps creux est :

$$e \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

e : Épaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).

$$L = \min(L_{x_{\max}}; L_{y_{\max}})$$

L_x : La longueur de la travée entre nus d'appuis suivant x.

L_y : La longueur de la travée entre nus d'appuis suivant y.

$$L = \min(400; 540)$$

Alors :

$$e \geq \frac{400}{22,5} = 17,77 \text{ cm}$$

Donc, on adopte : e = 20 cm

On choisit un plancher à corps creux de type (16 +4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 \text{ cm} \Rightarrow \text{corps creux (hourdis)} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{la hauteur du plancher} \end{array} \right.$$

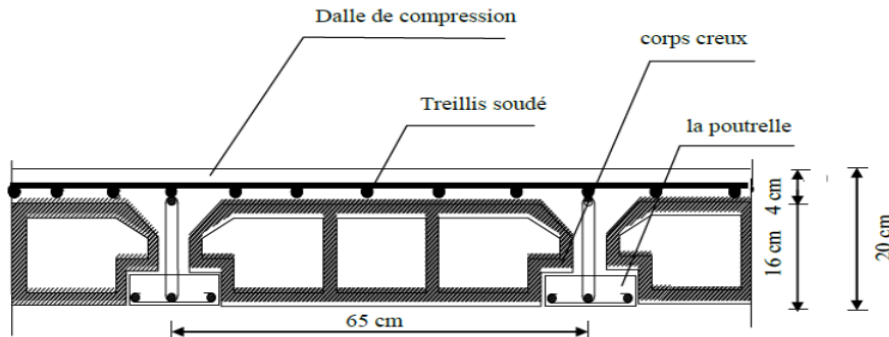


Figure II.1 : Coupe verticale d'un plancher courant

II.2.1.2) Pré dimensionnement des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

1. Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
2. Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère, c'est-à-dire placées suivant le sens secondaire de la structure (**sens X**).

• **Calcul de la largeur de la nervure :**

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,5h$$

$$0,3(20) \leq b_0 \leq 0,5(20) \rightarrow 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

On adopte **b₀ = 10 cm**

• **L'espace entre les axes et les poutrelles :**

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left[\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2} \right]$$

Avec :

L : Portée maximale de la nervure L=370 cm

L₀: Distance entre nus de la nervure (généralement : L₀= 55cm).

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left[\frac{370}{10}; \frac{55}{2} \right] \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = \min[37 \text{ cm}; 27,5 \text{ cm}]$$

$$\frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Donc : **b = 27,5 × 2 + 10 b = 65 cm**

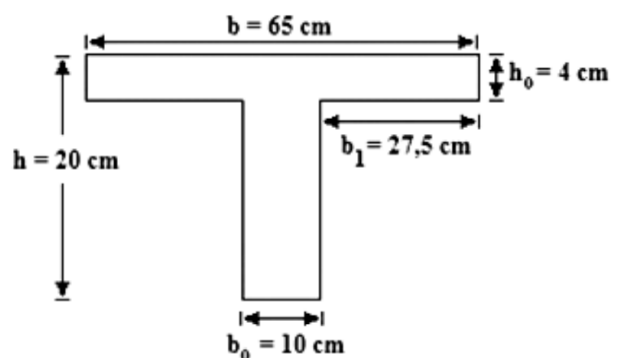


Figure II.2 Section transversale de poutelle

II.2.2 Pré dimensionnement des poutres :

Une poutre est un élément porteur en béton armé coulé sur place, de section rectangulaire, en T ou en I, Leur rôle est transmettre les charges aux poteaux.

Les poutres principales : qui constituent des appuis aux poutrelles.

Les poutres secondaires : qui assurent le chaînage.

Pour le pré dimensionnement des poutres, on utilise des formules empiriques données par le règlement BAEL 91 "modifié 99" qui seront ensuite vérifiées selon les règles de l'RPA 99 "version 2003".

Règle du BAEL 91 :

La hauteur h de la poutre doit être $\Rightarrow \frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être $\Rightarrow 0,3h \leq b \leq 0,7h$

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

Conditions RPA 99 "version 2003" (art 7.5.1) :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

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

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

❖ Les poutres principales :

- Détermination de la hauteur h :

On a : $L=540 \text{ cm}$

$$\frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{540}{50} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \leq h \leq 54$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$

- Détermination de la largeur b :

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

$$0,3(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

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

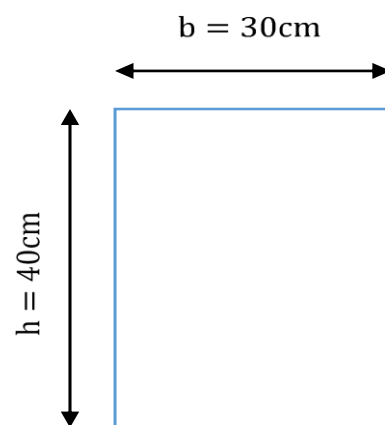


Figure II.3 Dimensions de la poutre principale.

Vérification

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Donc la poutre principale a la section : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

❖ Les poutres secondaires :

- Détermination de la hauteur h :

On a : $L=400 \text{ cm}$

$$\frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{400}{50} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66 \leq h \leq 40$$

On prend **h = 35 cm**

- Détermination de la largeur b :

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

$$0,3(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

On prend **b = 30 cm**

Vérification selon le RPA 99/V2003 pour la zone IIa :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Donc la poutre principale a la section : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

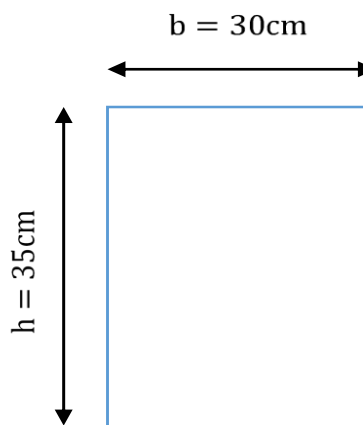


Figure II.4 Dimensions de la poutre secondaire.

	<i>Plancher à corps creux</i>	
	<i>Plancher terrasse</i>	<i>Plancher courant + RDC</i>
Poutre principale	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Tableau II.1 Dimensions finales des poutres.

II.2.3 Pré dimensionnement de poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b×h) qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage.

Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers.

Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 3,15 m

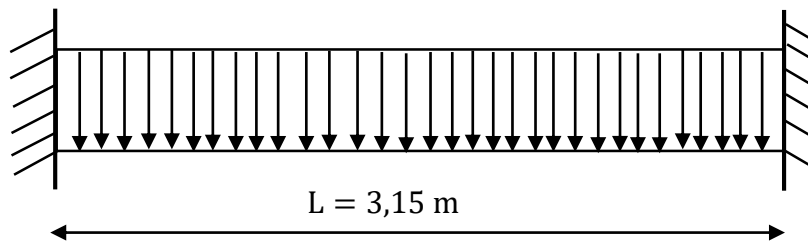


Figure II.5 Schéma statique de la poutre palière.

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10}$

21 ≤ h ≤ 31,5 On prend **h = 35 cm**

- $0,3h \leq b \leq 0,8h$

$0,3(35) \leq b \leq 0,8(35)$

10,5 ≤ b ≤ 28 On prend **b = 30 cm**

❖ **Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

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

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

On adopte (b × h) ⇒ (30 × 35) cm²

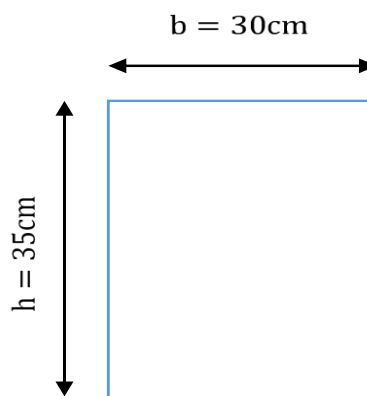


Figure II.6 Dimensions de la poutre palière.

II.2.4 Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de RPA 99

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99/V2003 (Art 7.7.1), les éléments satisfaisants la condition : $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

L : porté du voile.

a : Épaisseur du voile.

$$e \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, 15\text{cm} \right).$
- Pour les voiles avec un seul about sur des poteaux : $e \geq \max \left(\frac{h_e}{22}, 15\text{cm} \right).$
- Pour les voiles avec abouts libres : $e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}, 15\text{cm} \right).$

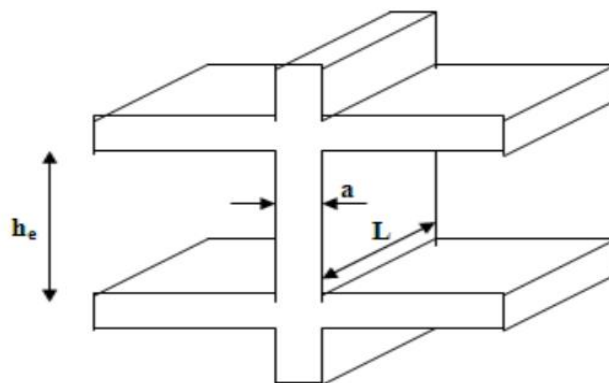


Figure XIV.7 Coupe de voile en élévation.

- Pour RDC :

$$h_e = h_{\text{RDC}} - h_p$$

$$h_e = 374 - 40 = 334 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{25} = \frac{334}{25} = 13,36 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h_e}{22} = \frac{334}{22} = 15,18 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h_e}{20} = \frac{334}{20} = 16,7 \text{ cm}$$

Donc :

$$e \geq \text{Max} (15 \text{ cm}, 13,36, 15,18,16,7)$$

$$e \geq 16,7 \text{ cm}$$

Donc on adopte l'épaisseur des voiles $e = 20 \text{ cm}$

- Pour Etage courant :

$$h_e = h_{ec} - h_p$$

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{25} = \frac{266}{25} = 10,64 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{22} = \frac{266}{22} = 12,09 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$$

Donc :

$$e \geq \text{Max} (15 \text{ cm}, 10,64, 12,09,13,3)$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte l'épaisseur des voiles $e = 20 \text{ cm}$

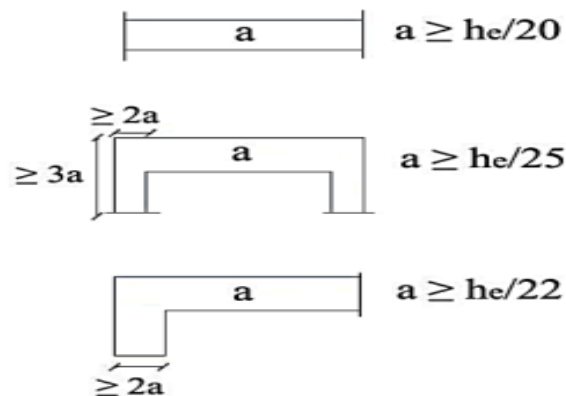


Figure II.8 Coupe de voile en plan.

❖ **Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)**

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e \quad L_{\min} = 3,35 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

L_{\min} : Portée minimale des voiles L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à SKIKDA, zone de moyenne sismicité (IIa).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm. $e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$ Condition vérifié

II.2.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques, son calcul se fait à la flexion composée.

On considère une bande de 1 m de largeur.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G = \rho \times S \times 1$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : Le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ KN/m}$

$$S = (0,6 \times 0,1) + \frac{(0,02 \times 0,1)}{2} + (0,08 \times 0,1)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,069$$

$$G = 1,725 \text{ KN / ml}$$

Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR B.C. 2.2) : $Q=1 \text{ KN/m}$

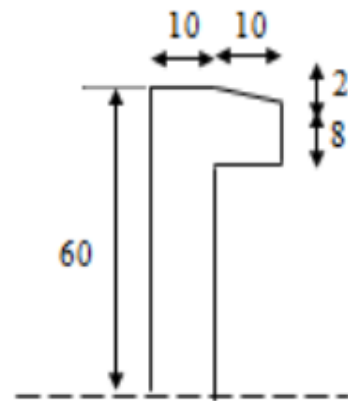


Figure II.9 Dimensions de l'acrotère

II.2.6 Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. Notre ouvrage comporte une cage d'escalier composée de trois volées et deux paliers de repos.

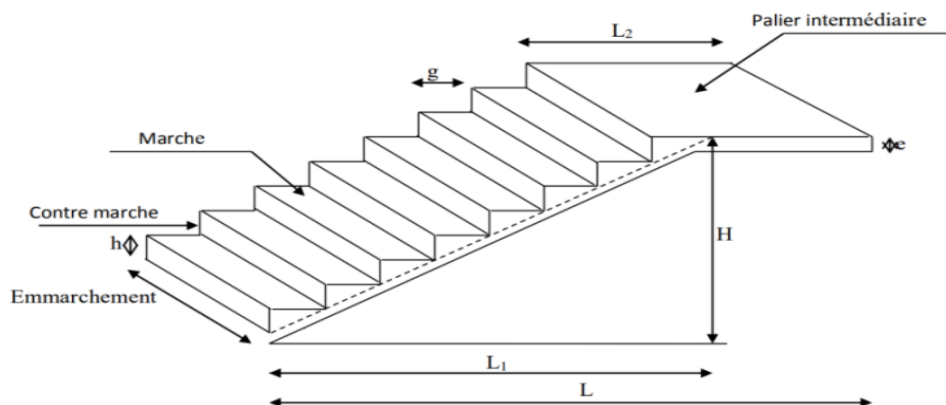


Figure II.10 coupe verticale de l'escalier

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

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

h: Hauteur de la contre marche avec $14 \leq h \leq 18$ on prend **h=17cm**

g : Le giron de la marche avec : $24 \leq g \leq 32$ on prend **g=30cm**

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

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots cv$$

Donc : les dimensions choisies de la marche et contre marche satisfait l'exigence de confort selon la formule de Blondel.

Détermination des nombres de marches et contre marches :

h_e : Hauteur de d'étage courant $h_e = 3,06 \text{ m}$

H : La hauteur de la volée.

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm} = 1,53 \text{ m}$$

Nombre de contre marches n : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches

Nombre des marches dans une volée : $n' = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches

Détermination de giron : $L = g \times n' = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

Inclinaison de la volée : $\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0,637$ $\alpha = 32,51^\circ$

La longueur de volée est : $L_v = \frac{1,53}{\sin \alpha} = \frac{1,53}{\sin(32,51)} = 2,85 \text{ m}$

L : La longueur de la paillasse + palier de départ

$$L = 2,85 + 1,9 = 4,75 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse et le palier " e " est donnée par :

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

$$\frac{4,75}{30} \leq e \leq \frac{4,75}{20} \Rightarrow 0,15 \text{ m} \leq e \leq 0,23 \text{ m}$$

On adopte $e=15 \text{ cm}$

II.2.7 Pré dimensionnement de planchers dalles pleines (balcon) :

Les dalles sont des pièces minces et planes de dimensions L_X et L_Y ($L_X \leq L_Y$), elles reposent avec ou sans continuité, sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou des murs, constituant ainsi des planchers ou des couvertures.

Condition de résistance à la flexion :

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

e : Épaisseur de la dalle.

L : Portée libre.

$$e \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

Isolation thermique et phonique :

(DTR.C3.1.1) (DTR.C3.2)

➤ Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher. La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique est supérieure à 350kg/m².

$$\rho_{\text{beton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{beton}}} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m}$$

Résistance au feu :

e = 7 cm pour une heure de coup de feu.

e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.

e = 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On choisit : **e = 11cm**

➤ Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **e = 12cm**.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant

$$e = \max \{13; 11; 15\}$$

On adopte l'épaisseur de la dalle pleine **e = 15 cm**



Figure II.11 Dimensions de balcon

II.3. Descentes de charges :

II.3.1. Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

- ✓ Les charges permanentes qui présentent le poids mort(G).
- ✓ Les charges d'exploitation ou surcharges(Q).

II.3.2. Les planchers :

II.3.2.1 Plancher terrasse :(Terrasse inaccessible) :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1) Protection en gravillons	16,00	0,05	0,8
2) Étanchéité multicouche	6,00	0,02	0,12
3) Béton forme de pente	22,00	0,1	2,20
4) Isolation thermique	4,00	0,04	0,16
5) Planchers en corps creux	14,25	0,20	2,85
6) Enduit plâtre	10,00	0,02	0,2
			G=6,33
			Q=1,00

Tableau II.2 Charges du Plancher terrasse (Dalle en corps creux).

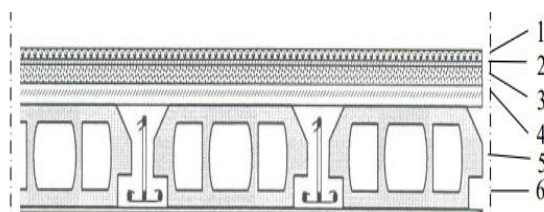


Figure II.12 Schéma représentant les couches d'un plancher de terrasse inaccessible

II.3.2.2 Plancher d'étage courant :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1) Cloisons de répartition	9,00	0,10	0,9
2) Revêtement en carrelage	22,00	0,02	0,44
3) Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
4) Lit de sable	18,00	0,02	0,36
5) Planchers en corps creux	14,25	0,20	2,85
6) Enduit plâtre	10,00	0,02	0,20
			G=5,15
			Qéc=1,5
			Qcm =5

Tableau II.3 Charges du Plancher étage courant (Dalle en corps creux).

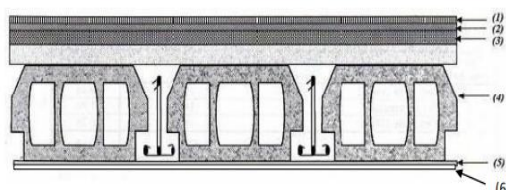


Figure II.13 Schéma représentant les couches d'un plancher courant

II.3.3. La maçonnerie :

II.3.3.1 Murs extérieurs (mur à double cloison) :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1) Enduit en ciment (extérieure)	18,00	0,02	0,36
2) Brique creuse 15	9,00	0,15	1,35
3) Lambe d'air	00,00	0,05	00,00
4) Brique creuse 10	9,00	0,10	0,90
5) Enduit en plâtre (intérieure)	10,00	0,02	0,20
			G=2,81

Tableau II.4 Charges du mur extérieur.

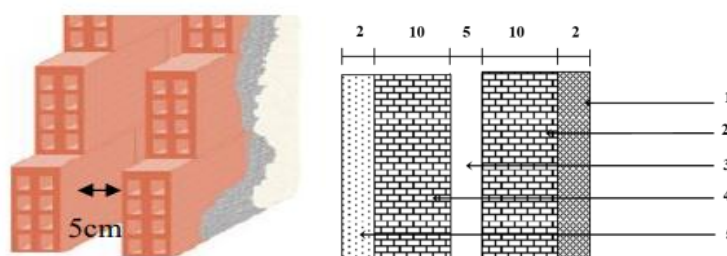


Figure II.14 Coup long du mur extérieur

II.3.3.2 Murs intérieur (mur à une seule cloison) :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1) Enduit en plâtre (intérieure)	10,00	0,02	0,2
2) Brique creuse	9,00	0,10	0,9
3) Enduit en plâtre (intérieure)	10,00	0,02	0,2
			G=1,30

Tableau II.5 Charges du mur intérieur.

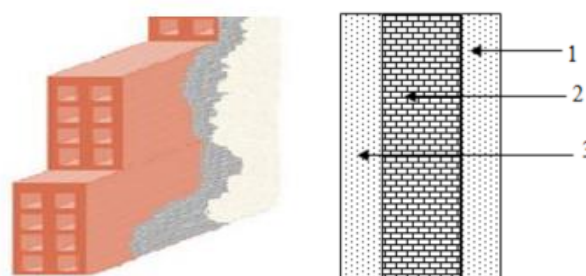


Figure II.15 Coup long du mur intérieur.

II.3.4. Les escaliers :

II.3.4.1. Palier :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22,00	0,02	0,44
2) Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
3) Lit de sable	18,00	0,02	0,36
4) Dalle plein	25,00	0,15	3,75
5) Enduit en ciment	18,00	0,02	0,36
			G=5,31
			Q=2,5

Tableau II.6 Charges d'un Palier

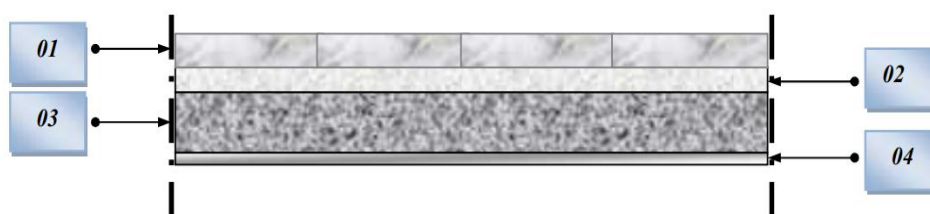


Figure II.16 Constituants d'un Palier

II.3.4.2. Volée ou paillasse :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22,00	0,02	0,44
2) Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
3) Poids propre de la paillasse	25,00	0,15	4,45
4) Lit de sable	18,00	0,02	0,36
5) Poids propre des marches	25,00	0,17	2,13
6) Enduit en ciment	18,00	0,02	0,36
7) Garde-corps	/	/	1,00
			G=9,14
			Q=2,5

Tableau II.7 Charges du Volée.

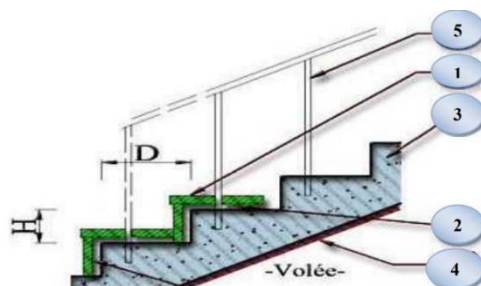


Figure II.17 Composants Volée

II.3.5. Balcon :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22,00	0,02	0,44
2) Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
3) Lit de sable	18,00	0,02	0,36
4) Dalle plein	25,00	0,15	3,75
5) Enduit en ciment	18,00	0,02	0,36
			G=5,31
			Q=3,5

Tableau II.8 Charges du Balcon



Figure II.18 Schéma représentant les couches d'un balcon

II.4 Etape de pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre verticalement les charges aux fondations.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des charges exploitation à l'état limite ultime $N_u = 1,35G + 1,5Q$, et selon le CBA93 [Art B.8.4], cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

- Calcul de l'effort normal N_u que le poteau peut le supporter ;
- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- La Descente de charge ;
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1] Pour les poteaux rectangulaires (carrés) en zone Iia

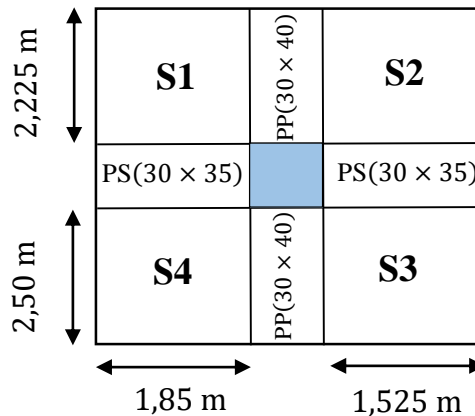
II.5 Descente des charges sur les poteaux :

II.5.1 Définition :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer les charges revenant à un élément porteur, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, elle est très utile pour la fondation, elle est très utile pour le pré dimensionnement de ces éléments. Les charges considérées concernent les charges permanentes, les Charges d'exploitation et les surcharges climatiques si elles existent. Les résultats seront résumés dans les tableaux suivants :

II.5.2 Calcul des poteaux :

- **Poteau central :**



La surface totale :

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2,225 \times 1,85 = 4,116 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,225 \times 1,525 = 3,393 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,50 \times 1,525 = 3,812 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,50 \times 1,85 = 4,625 \text{ m}^2$$

$$S_T = 4,116 + 3,393 + 3,812 + 4,625$$

$$S_T = 15,94 \text{ m}^2$$

Figure II.19 La surface afférente du poteau central

Désignation	Estimation	G(KN)
- Poids de poteau 1	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25$	7,98 KN
- Poids de poteau 2	$0,30 \times 0,40 \times (3,74 - 0,4) \times 25$	10,02 KN
- Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25$	14,18 KN
- Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,85 + 1,525) \times 25$	8,86 KN
- Plancher terrasse	$6,33 \times 15,94$	100,90 KN
- Plancher étage courant	$5,15 \times 15,94$	82,09 KN
- Mur 1	$(0,925 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 1,3$	11,84 KN
- Mur 2	$(1,25) \times (3,06 - 0,3) \times 1,3$	4,48 KN

Niveau	Désignation des éléments et le calcul		G(KN)
1-1	Plancher terrasse	$6,33 \times 15,94 = 100,90$	123,94
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,85 + 1,525) \times 25 = 8,86$	
2-2	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	24,3
	Mur	$(0,925 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 1,3 = 11,84$	
		$(1,25) \times (3,06 - 0,3) \times 1,3 = 4,48$	
Venant de niveaux 1-1 et 2-2			148,24
3-3	Plancher étage courant	$5,15 \times 15,94 = 82,09$	105,13
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,85 + 1,525) \times 25 = 8,86$	
4-4	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	24,3
	Mur	$(0,925 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 1,3 = 11,84$	
		$(1,25) \times (3,06 - 0,3) \times 1,3 = 4,48$	
Venant de niveaux 3-3 et 4-4			129,43
5-5	Plancher étage courant	$5,15 \times 15,94 = 82,09$	105,13
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,85 + 1,525) \times 25 = 8,86$	
6-6	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	24,3
	Mur	$(0,925 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 1,3 = 11,84$	
		$(1,25) \times (3,06 - 0,3) \times 1,3 = 4,48$	
Venant de niveaux 5-5 et 6-6			129,43
7-7	Plancher étage courant	$5,15 \times 15,94 = 82,09$	105,13
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,85 + 1,525) \times 25 = 8,86$	
8-8	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	24,3
	Mur	$(0,925 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 1,3 = 11,84$	
		$(1,25) \times (3,06 - 0,3) \times 1,3 = 4,48$	
Venant de niveaux 7-7 et 8-8			129,43
9-9	Plancher étage courant	$5,15 \times 15,94 = 82,09$	105,13
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,85 + 1,525) \times 25 = 8,86$	
10-10	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	24,3
	Mur	$(0,925 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 1,3 = 11,84$	
		$(1,25) \times (3,06 - 0,3) \times 1,3 = 4,48$	
Venant de niveaux 9-9 et 10-10			129,43
11-11	Plancher étage RDC	$5,15 \times 15,94 = 82,09$	105,13
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,85 + 1,525) \times 25 = 8,86$	
12-12	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,74 - 0,4) \times 25 = 10,02$	30,48
	Mur	$(0,925 + 2,50) \times (3,74 - 0,4) \times 1,3 = 14,87$	
		$(1,25) \times (3,74 - 0,3) \times 1,3 = 5,59$	
Venant de niveaux 11-11 et 12-12			135,61

$$G_T = 148,24 + 129,43 \times 4 + 135,61. \quad G_T = 801,57 \text{ KN}$$

II.5.3 Loi de dégression des surcharges :

❖ **Dégression verticale des charges variables :**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux n pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose le bâtiment étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes. La loi de dégression est :

Q_0 : Surchage d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surchage d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2} \sum_{i=1}^n \text{ pour } n \geq 5$$

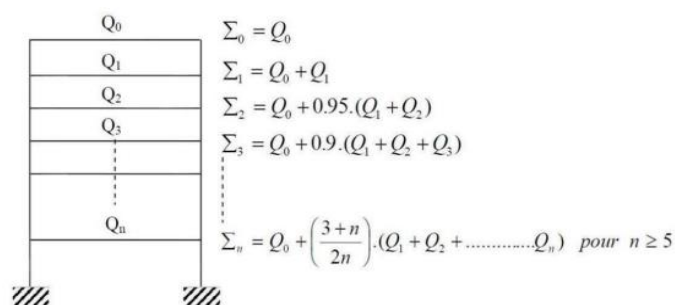


Figure II.20 Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

▪ **Poteau centrale :**

$Q_0 = 1 \times 15,94 = \mathbf{15,94 \text{ KN}}$

$Q_1 = 1,5 \times 15,94 = \mathbf{23,91 \text{ KN}}$

$Q_{RDC} = 5 \times 15,95 = \mathbf{79,7 \text{ KN}}$

$Q'_0 = Q_0 = \mathbf{15,94 \text{ KN}}$

$Q'_1 = Q_0 + Q_1 = 15,94 + 23,91 = \mathbf{39,85 \text{ KN}}$

$Q'_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 15,94 + 0,95(23,91 \times 2) = \mathbf{61,369 \text{ KN}}$

$Q'_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15,94 + 0,90(23,91 \times 3) = \mathbf{80,497 \text{ KN}}$

$Q'_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15,94 + 0,85(23,91 \times 4) = \mathbf{97,234 \text{ KN}}$

$Q'_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{RDC}) = 15,94 + 0,80(23,91 \times 4 + 79,7) = \mathbf{156,212 \text{ KN}}$

$Q_T = Q'_0 + Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4 + Q'_5$

$Q_T = \mathbf{451,102 \text{ KN}}$

▪ **Poteau de rive :**

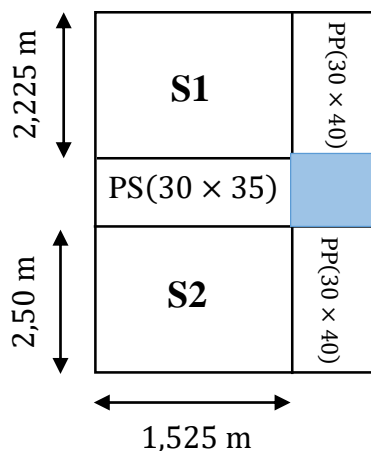


Figure II.21 La surface afférente du poteau de rive.

La surface totale :

$$S_T = S_1 + S_2$$

$$S_1 = 2,225 \times 1,525 = 3,393 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,50 \times 1,525 = 3,812 \text{ m}^2$$

$$S_T = 3,393 + 3,812$$

$$S_T = 7,205 \text{ m}^2$$

Désignation	Estimation	G(KN)
- Poids de poteau 1 - Poids de poteau 2	0,30×0,40× (3,06-0,4) ×25 0,30×0,40× (3,74-0,4) ×25	7,98 KN 10,02 KN
- Poutre principale	0,30×0,40× (2,50+2,225) ×25	14,18 KN
- Poutre secondaire	0,30×0,35× (1,525) ×25	4,00 KN
- Plancher terrasse	6,33×7,205	45,61 KN
- Plancher étage courant	5,15×7,205	37,11 KN
- Mur 1 - Mur 2	(2,225+2,50)× (3,06-0,4) ×2,81 (2,225+2,50)× (3,74-0,4) ×2,81	35,32 KN 44,35 KN
- Acrotère	1,725× (2,225+0,4+2,50)	8,84 KN

Niveau	Désignation des éléments et le calcul		G(KN)
1-1	Plancher terrasse	$6,33 \times 7,205 = 45,61$	63,79
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
2-2	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	52,14
	Mur	$(2,225 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 2,81 = 35,32$	
	Acrotère	$1,725 \times (2,225 + 0,4 + 2,50) = 8,84$	
Venant de niveaux 1-1 et 2-2			115,93
3-3	Plancher étage courant	$5,15 \times 7,205 = 37,11$	55,29
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
4-4	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	43,3
	Mur	$(2,225 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 2,81 = 35,32$	
	Venant de niveaux 3-3 et 4-4		
5-5	Plancher étage courant	$5,15 \times 7,205 = 37,11$	55,29
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
6-6	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	43,3
	Mur	$(2,225 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 2,81 = 35,32$	
	Venant de niveaux 5-5 et 6-6		
7-7	Plancher étage courant	$5,15 \times 7,205 = 37,11$	55,29
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
8-8	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	43,3
	Mur	$(2,225 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 2,81 = 35,32$	
	Venant de niveaux 7-7 et 8-8		
9-9	Plancher étage courant	$5,15 \times 7,205 = 37,11$	55,29
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
10-10	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	43,3
	Mur	$(2,225 + 2,50) \times (3,06 - 0,4) \times 2,81 = 35,32$	
	Venant de niveaux 9-9 et 10-10		
11-11	Plancher étage RDC	$5,15 \times 7,205 = 37,11$	55,29
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,50 + 2,225) \times 25 = 14,18$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
12-12	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,74 - 0,4) \times 25 = 10,02$	54,37
	Mur	$(2,225 + 2,50) \times (3,74 - 0,4) \times 2,81 = 44,35$	

	Venant de niveaux 11-11 et 12-12	109,66
--	----------------------------------	---------------

$$G_T = 115,93 + 98,59 \times 4 + 109,66$$

$$G_T = 619,95 \text{ KN}$$

❖ **La surcharge d'exploitation :**

Dégression des surcharges (KN)

$$Q_0 = 1 \times 7,205 = 7,205 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1,5 \times 7,205 = 10,80 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 5 \times 7,205 = 36,03 \text{ KN}$$

$$Q'_0 = Q_0 = 7,205 \text{ KN}$$

$$Q'_1 = Q_0 + Q_1 = 7,205 + 10,80 = 18,01 \text{ KN}$$

$$Q'_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 7,205 + 0,95(10,80 \times 2) = 27,73 \text{ KN}$$

$$Q'_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 7,205 + 0,90(10,80 \times 3) = 36,37 \text{ KN}$$

$$Q'_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 7,205 + 0,85(10,80 \times 4) = 43,93 \text{ KN}$$

$$Q'_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{RDC}) = 7,205 + 0,80(10,80 \times 4 + 36,03) = 70,59 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q'_0 + Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4 + Q'_5$$

$$Q_T = 203,84 \text{ KN}$$

▪ **Poteau d'angle :**

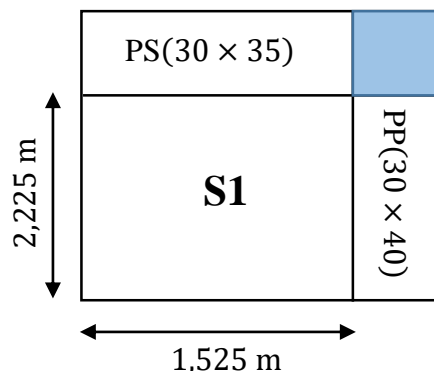


Figure II.22 La surface afférente du poteau d'angle.

$$S_T = S_1$$

$$S_1 = 2,225 \times 1,525 = 3,393 \text{ m}^2$$

$$S_T = 3,393 \text{ m}^2$$

Désignation	Estimation	G(KN)
- Poids de poteau 1 - Poids de poteau 2	0,30×0,40× (3,06-0,4) ×25 0,30×0,40× (3,74-0,4) ×25	7,98 KN 10,02 KN
- Poutre principale	0,30×0,40× (2,225) ×25	6,68 KN
- Poutre secondaire	0,30×0,35× (1,525) ×25	4,00 KN
- Plancher terrasse	6,33×3,393	21,48 KN
- Plancher étage courant	5,15×3,393	17,47 KN
- Mur 1 - Mur 2	(2,225)×2,66×2,81 (1,525-0,7)×2,76×2,81 (2,225)×3,34×2,81 (1,525-0,7)×3,44×2,81	16,63 KN 6,39 KN 20,88 KN 7,97 KN
- Acrotère	1,725× (2,225+0,4+1,525+0,3)	7,68 KN

Niveau	Désignation des éléments et le calcul		G(KN)
1-1	Plancher terrasse	$6,33 \times 3,393 = 21,48$	32,16
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,225) \times 25 = 6,68$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
2-2	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	38,68
	Mur Acrotère	$(2,225) \times 2,66 \times 2,81 = 16,63$ $(1,525 - 0,7) \times 2,76 \times 2,81 = 6,39$ $1,725 \times (2,225 + 0,4 + 1,525 + 0,3) = 7,68$	
Venant de niveaux 1-1 et 2-2			
3-3	Plancher étage courant	$5,15 \times 3,393 = 17,47$	28,15
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,225) \times 25 = 6,68$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
4-4	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	31,00
	Mur	$(2,225) \times 2,66 \times 2,81 = 16,63$ $(1,525 - 0,7) \times 2,76 \times 2,81 = 6,39$	
Venant de niveaux 3-3 et 4-4			
5-5	Plancher étage courant	$5,15 \times 3,393 = 17,47$	28,15
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,225) \times 25 = 6,68$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
6-6	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	31,00
	Mur	$(2,225) \times 2,66 \times 2,81 = 16,63$ $(1,525 - 0,7) \times 2,76 \times 2,81 = 6,39$	
Venant de niveaux 5-5 et 6-6			
7-7	Plancher étage courant	$5,15 \times 3,393 = 17,47$	28,15
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,225) \times 25 = 6,68$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
8-8	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	31,00
	Mur	$(2,225) \times 2,66 \times 2,81 = 16,63$ $(1,525 - 0,7) \times 2,76 \times 2,81 = 6,39$	
Venant de niveaux 7-7 et 8-8			
9-9	Plancher étage courant	$5,15 \times 3,393 = 17,47$	28,15
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,225) \times 25 = 6,68$	
	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
10-10	Poteau	$0,30 \times 0,40 \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 7,98$	31,00
	Mur	$(2,225) \times 2,66 \times 2,81 = 16,63$ $(1,525 - 0,7) \times 2,76 \times 2,81 = 6,39$	
Venant de niveaux 9-9 et 10-10			
11-11	Plancher étage RDC	$5,15 \times 3,393 = 17,47$	28,15
	Poutre principale	$0,30 \times 0,40 \times (2,225) \times 25 = 6,68$	

	Poutre secondaire	$0,30 \times 0,35 \times (1,525) \times 25 = 4,00$	
12-12	Poteau Mur	$0,30 \times 0,40 \times (3,74 - 0,4) \times 25 = 10,02$ $(2,225) \times 3,34 \times 2,81 = 20,88$ $(1,525 - 0,7) \times 3,44 \times 2,81 = 7,97$	38,87
	Venant de niveaux 11-11 et 12-12		

$$G_T = 70,84 + 59,15 \times 4 + 67,02$$

$$G_T = 374,46 \text{ KN}$$

❖ **La surcharge d'exploitation :**

Dégression des surcharges (KN)

$$Q_0 = 1 \times 3,393 = 3,393 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1,5 \times 3,393 = 5,09 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 5 \times 3,393 = 16,97 \text{ KN}$$

$$Q'_0 = Q_0 = 3,393 \text{ KN}$$

$$Q'_1 = Q_0 + Q_1 = 3,393 + 5,09 = 8,48 \text{ KN}$$

$$Q'_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 3,393 + 0,95(5,09 \times 2) = 13,06 \text{ KN}$$

$$Q'_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 3,393 + 0,90(5,09 \times 3) = 17,14 \text{ KN}$$

$$Q'_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 3,393 + 0,85(5,09 \times 4) = 20,70 \text{ KN}$$

$$Q'_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{RDC}) = 3,393 + 0,80(5,09 \times 4 + 16,97) = 33,26 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q'_0 + Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + Q'_4 + Q'_5$$

$$Q_T = 96,03 \text{ KN}$$

	G(KN)	Q(KN)	Nu = 1,35G + 1,5Q	Nser = G + Q
Poteau central	801,57	451,102	1758,7725	1252,672
Poteau de rive	619,95	203,84	1142,6925	823,79
Photo d'angle	374,46	96,03	649,566	470,49

Tableau II.9 Résultat finales des charges sur poteaux.

II.5.4 Pré dimensionnement des poteaux :

II.5.4.1 Définition :

Les poteaux sont des éléments porteurs qui servent à reprendre les charges et surcharges verticales et de les transmettre aux fondations (infrastructure).

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle à la compression simple centré uniquement par un calcul basé sur la descente des charges ; les règles CBA 93 préconisent de prendre une section en lissant 1 cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :

- à un effort de compression.
- à un moment de flexion.

II.5.4.2 Étapes de pré dimensionnement :

- La Descente de charge ;
- Calcul de l'effort normal \bar{N}_u que le poteau peut le supporter ;
- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1] Pour les poteaux rectangulaires (carrés) en zone IIa

D'après l'Article B.8.4.1 (CBA 93) l'effort normale ultime N_u agissant sur le poteau doit être au moins ou égale à la valeur suivante :

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

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times Fe}{\gamma_s} \right]$$

Dans notre projet, on distingue un seul type de poteaux :

Poteau rectangulaire.

Leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 « version 2003 art 7.4

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25$ en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < (b_1 ; h_1) < 4$

II.5.4.3 Calcul de l'effort normal admissible à l'ELU :

Le poteau le plus chargé c'est le poteau central

Donc :

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

Avec : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35(801,57) + 1,5(451,102)$$

$$N_u = 1758,7725 \text{ KN}$$

Et D'après le CBA93 (Article : B.8.4), on doit respecter la formule suivante :

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times F_e}{\gamma_s} \right]$$

\bar{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier tel que :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $F_e = 400\text{MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armature dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réelle du poteau ($A_s = B/10000$).

α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau : selon le BAEL révisée 99(Art B.8.4.1)

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$$

$$B_r = (30 - 2\text{cm})(40 - 2\text{cm})$$

$$B_r = 28 \times 38 \Rightarrow B_r = 1064 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de flambement :** $\lambda = \frac{L_f}{i}$

λ : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

$L_f = 0,7 \times L_0$ (Encastrement) $L_0 = 3,74$ m

$L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,618$ m

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow B = a \times b$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : Section des poteaux

$$I = \frac{0,3 \times 0,4^3}{12} = 1,6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$B = 0,3 \times 0,4 = 0,12$ m

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1,6 \times 10^{-3}}{0,12}} = 0,115 \text{ m}$$

Alors :

$$\lambda = \frac{2,618}{0,115} = 22,76 < 50 \text{ c.v}$$

D'après le BAEL 91, il n'y a pas un risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{22,76}{35} \right)^2} = 0,78$$

A_s : Section d'armature longitudinale.

$$A_s = 0,8\% \times B \Rightarrow A_s = \frac{0,8}{100} \times 30 \times 40$$

$A_s = 9,6 \text{ cm}^2$

$$\bar{N}_u = 0,78 \left[\frac{1064 \times 10^{-4} \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{9,6 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right] = 1,7973 \times 10^3$$

$\bar{N}_u = 1797,34$

$1758,77 < 1797,34$ c.v

✓ Vérification selon le RPA99 version 2003

Les conditions :

$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25$ en zone I et IIa

$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} < (b_1; h_1) < 4$

a) Vérification des sections :

$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25$ en zone I et IIa $\Rightarrow \text{Min}(30; 40) = 30\text{cm} > 25$...Condition vérifiée.

$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{Min}(30; 40) = 30\text{cm} > \frac{374-40}{20} = 16,7\text{cm}$...Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{40} = 0,75$ cm < 4...Condition vérifiée.

✓ Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments de l'ouvrage a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères. Le Chapitre suivant fera l'objet d'étude des éléments secondaires de l'ouvrage.

Chapitre 3 :

Etude des éléments secondaires

III) Etude des éléments secondaires :

Introduction :

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux n'ont pas de fonctions porteuses ou de contreventement mais peuvent modifier considérablement le comportement de la structure, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; nous pourrons donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent.

Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL91 modifié99, CBA93 et le RPA99 version 2003.

On cite les éléments secondaires suivant :

- ✓ L'acrotère
- ✓ Balcon
- ✓ Les escaliers
- ✓ Les planchers {corps creux }

III.1 Etude de l'acrotère :

III.1.1. Définition :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

Il est considéré comme une console encastré à sa base, son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et la poussée $Q=1\text{KN}$ due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

III.1.2. Hypothèse de calcul :

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.1.3. Dimensionnement :

- Hauteur = 60cm.
- Epaisseur = 10cm.

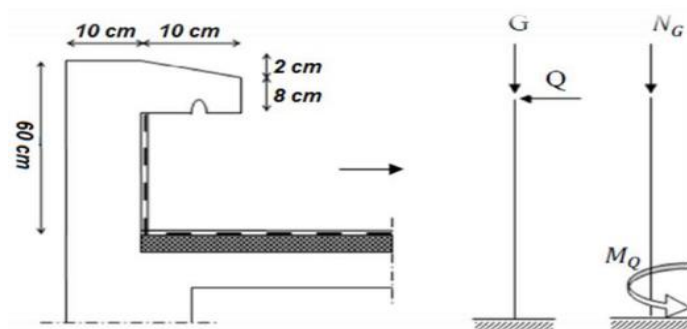


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère.

III.1.4) Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{Béton}} \times S$.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_{\text{Béton}} = 25 \text{ KN/ml} \\ S = 0,069 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G = 25 \times 0,069 \Rightarrow G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

b) Charge d'exploitation :

Main courante : $Q = \max(1 \text{ KN/m}, F_p)$

c) Action sismique :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Ou :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$A = 0.15$ (zone sismique IIa ; groupe d'usage 2).

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).

$W_p = 1,725 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,725 \Rightarrow F_p = 0,828 \text{ KN/ml}$$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times l$

III.1.5) Calcul des sollicitations :

$$G = 1,725 \text{ KN/ml} \quad Q = 1 \text{ KN/ml} \quad h = 0,6 \text{ m}$$

✓ A L'ELU :

$$\begin{cases} N_u = G \\ M_u = 1,5 \times Q \times h \\ T_u = 1,5 \times Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,725 \text{ KN} \\ M_u = 0,9 \text{ KN.m} \\ T_u = 1,5 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ A L'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G \\ M_s = Q \times h \\ T_s = Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_s = 1,725 \text{ KN} \\ M_s = 0,6 \text{ KN.m} \\ T_s = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

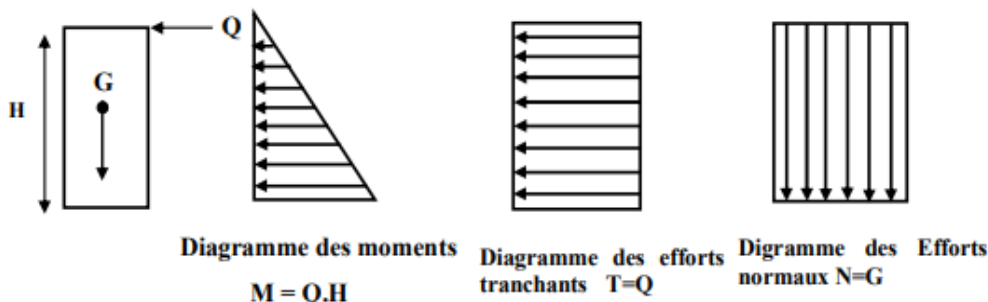


Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère.

III.1.6) Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par Mètre linéaire (1ml). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : Largeur de la section : 100 cm.

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

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.1.6.1) Calcul des armatures à L'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

Comme l'acrotère est un élément qui soumit à un effort de compression, il apparaît un risque de flambement ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué. D'après le (CBA93 Art A.4.3.5) : les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite-ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \quad (\text{En flexion composée})$$

Par une excentricité totale de calcul : $e_T = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

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

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$\bullet \quad e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_1 = \frac{0,9}{1,725} = 0,52\text{m} \qquad e_1 = 0,52\text{m}$$

$$\bullet \quad e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{60}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2\text{cm}, 0,24]$$

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

- $e_2 = \frac{3Lf^2}{1000 \times h} (2 + \alpha\phi)$

Avec :

L : longueur réelle de l'acrotère.

Lf : Longueur de flambement de l'acrotère.

h : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

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

α : Le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients :

$$L_f = 2 \times L$$

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

Donc :

$$L_f = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m} \quad \phi = 2$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{0,9}{1,5 \times 0,6} \right) = 0$$

- $e_2 = \frac{31,2^2}{1000 \times 0,1} (2 + 0 \times 2) \Rightarrow e_2 = 8,64 \times 10^{-3}\text{m}$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 0,52 + 0,02 + 0,00864$$

$$e_T = 0,548\text{m}$$

$$M_u = e_T \times N_u \Rightarrow M_u = 0,945 \text{ KN.}$$

Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}}$$

$$\psi_1 = \frac{1,725 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1 \times 14,2} = 1,218 \times 10^{-3} \Rightarrow \psi_1 = 0,001218 < 0,81 \text{ c. v}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,001218}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,001218})} = 0,166$$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 0,166 \times 0,1 = 0,0166\text{m} < e_T = 0,548\text{m c. v}$$

La section est partiellement comprimée et l'état limite ultime n'est pas atteint (efforts faibles).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) **Calcule en flexion simple :**

➤ Moment fictif :

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

$$M_{u_{\text{fictif}}} = 0,945 + 1,725 \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,014 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,014 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = \mathbf{8,815 \times 10^{-3}} < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

➤ Section fictives :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008815}) = 0,011$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha \quad \beta_u = 8,8 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{8,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 9 \times 14,2}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_{s_{\text{reel}}} = A_{s_{\text{fec}}} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{s_{\text{reel}}} = 0,32 - \frac{1,725 \times 10^{-3}}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

III.1.6.2) Vérification à L'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\text{min}}$.

$$A_{s_{\text{min}}} \geq \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{Fe} \right]$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{s_{\text{min}}} \geq \max \left[\frac{100 \times 10}{1000}; 0,23 \times 100 \times 9 \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s_{\text{min}}} \geq \max [1 \text{ cm}^2; 1,086 \text{ cm}^2]$$

$$A_{S_{\min}} = 1,086\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = 0,32\text{cm}^2 \leq A_{S_{\min}} = 1,086\text{cm}^2 \text{ CNV}$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc le ferrailage se fera avec la section minimale.

b) Le choix d'armatures :

❖ Armatures principales :

$$\text{On prend } A_s = 5\text{HA8} = 2,51\text{cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } St = \frac{100}{5} = 20\text{cm.}$$

❖ Armature de répartition :

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

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

Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : $St = \frac{60}{3} = 20\text{cm.}$

c) Vérification de disposition d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

❖ Armature longitudinale :

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

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St = \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm C.V}$$

❖ Armature de répartition :

$$St \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$St = \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm C.V}$$

d) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.1.2)

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

Avec :

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

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

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

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

$$T_u = 1,5 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = \mathbf{0,016 \text{MPa}}$$

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

$$0,016 \text{MPa} \leq 2,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.1.6.3) Vérification a l'ELS :

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\text{Contrainte maximale dans le béton comprimé : } \sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser}$$

- Position de l'axe neutre :

Sollicitation a l'ELS :

$$N_{ser} = 1,725 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.60 \text{ KN.m}$$

Si $e < \frac{h}{6}$ il ya

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,725} = 0,35 \text{m} = \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{cm}$$

$e > \frac{h}{6}$ Donc la section est partiellement comprimé.

$$\text{Alors : } z^3 + P_z + q = 0 \text{ avec } c = \frac{h}{2} - e$$

$$c = \frac{0,1}{2} - 0,35 \Rightarrow c = -0,30$$

$$\begin{cases} P = -3c^2 - 90As' \frac{(c-d')}{b} + 90As \frac{d-c}{b} \\ q = -2c^3 - 90As' \frac{(c-d')^2}{b} - 90As \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P = -0,26 \text{ m}^2 \\ q = 0,05 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -1,04 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow 3 \text{ solution } Z_1, Z_2, Z_3$$

$$\phi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} \right) \Rightarrow \phi = 168,48^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{-\frac{P}{3}} = 0,59 \text{m}$$

$$Z_1 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} \right) \Rightarrow Z_1 = 0,33 \quad \Rightarrow y_{ser} = Z_1 + C = 0,03 \text{ m} > 0$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) \Rightarrow Z_2 = -0,59 \quad \Rightarrow y_{ser} = Z_2 + C = -0,88 \text{ m} < 0$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) \Rightarrow Z_3 = 0,26 \quad \Rightarrow y_{ser} = Z_3 + C = -0,03 \text{ m} < 0$$

On garde la solution qui vérifié : $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$0 < 0,03 < 0,09 \Rightarrow \text{C.V}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y_{ser})^2 + As'(y_{ser} - d')] = 0 \quad As'=0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y_{ser})^2] = \frac{1 \times 0,03^3}{3} + 15[2,51 \times 10^{-4}(0,09 - 0,03)^2] = 2,255 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,330 \times 1,725 \times 10^{-3}}{2,255 \times 10^{-5}} \times 0,03 = 0,757 \text{ MPa}$$

$$0,757 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de la contrainte de traction dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] \Rightarrow \text{La fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[266,67; 201,63]$$

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{Z \times N_{ser}}{I} \times (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,330 \times 1,725 \times 10^{-3}}{2,255 \times 10^{-5}} \times (0,09 - 0,03) = 22,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 22,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa c.v}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

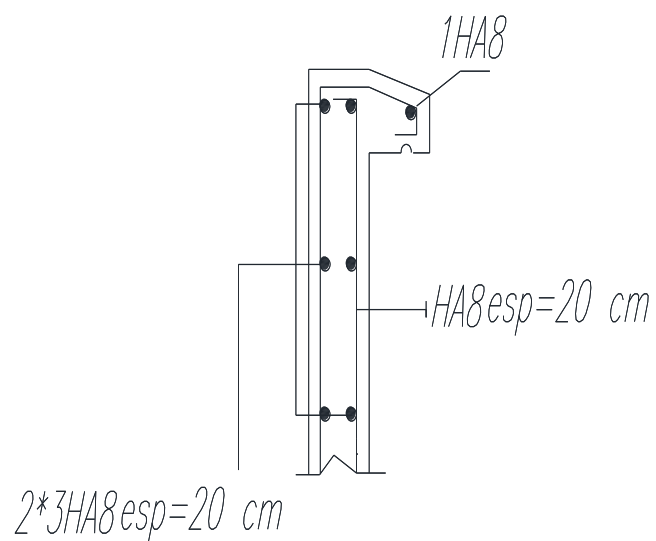
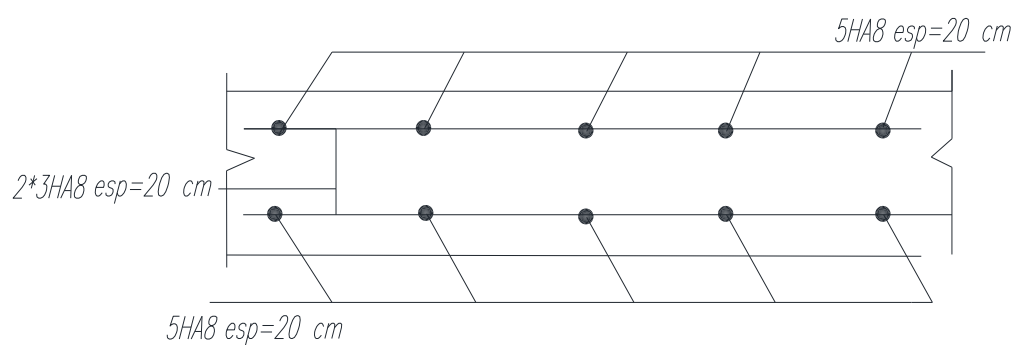


Figure III.3 .Coupe vertical de Ferrailage de l'acrotère



Figurer III.4 Coupe horizontal de Ferrailage de l'acrotère

III.2 Etude de balcon :

III.2.1.Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation. Il est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres. Les balcons sont calculés comme des consoles sous l'effet des sollicitations (G et Q) Dans notre étude on 1 seul type de balcon.

Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par :

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

L : largeur du balcon.

$$e \geq \frac{130}{10} \Rightarrow e \geq 13\text{cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} \geq 12\text{cm}$ Donc on prend comme épaisseur : $e = 15\text{ cm}$.

III.2.2) Charges verticales et surcharges :

a) Charges permanentes :

- Poids propre du balcon : $G_b = 5,31\text{ KN/m}^2$
- Gard corps : $P = 1,62\text{ KN/ml}$

b) Surcharges sur le balcon :

- La charge d'exploitation : $Q = 3,5\text{ KN/m}^2$

III.2.3) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

a) Combinaison fondamentale :

L'ELU :

- Pour la dalle :

$$\begin{cases} q_u = 1,35G_b + 1,5Q \\ q_u = 1,35(5,31) + 1,5(3,5) \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad q_u = 12,42\text{ KN/ml}$$

- Pour le garde-corps :

$$\begin{cases} P_u = 1,35P \\ P_u = 1,35(1,62) \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad P_u = 2,187\text{ KN/ml}$$

L'ELS :

- Pour la dalle :

$$\begin{cases} q_s = G_b + Q \\ q_s = 5,31 + 3,5 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad q_s = 8,81\text{ KN/ml}$$

- Pour le garde-corps :

$$\{P_s = P \quad \Longrightarrow \quad P_s = 1,62\text{ KN/ml}$$

b) Schéma statique de calcul :

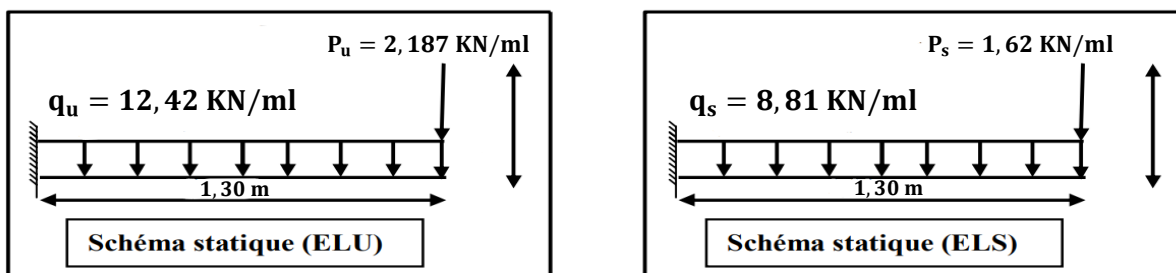


Figure III.5 Schéma statique de calcul

c) Calcul les moments et Les efforts tranchants :

- Les moments :

L'ELU :

$$M_u = Mq_u + Mp_u$$

$$M_u = -\frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = -\frac{12,42 \times 1,3^2}{2} + 2,187 \times 1,3$$

$$M_u = 13,34 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

$$M_s = Mq_s + Mp_s$$

$$M_s = -\frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L \Rightarrow M_s = -\frac{8,81 \times 1,3^2}{2} + 1,62 \times 1,3$$

$$M_s = 9,55 \text{ KN.m}$$

- Les efforts tranchants :

L'ELU :

$$T_u = q_u \times L + P_u \Rightarrow T_u = 12,42 \times 1,3 + 2,187$$

$$T_u = 18,32 \text{ KN}$$

L'ELS :

$$T_s = q_s \times L + P_s \Rightarrow T_s = 8,81 \times 1,3 + 1,62$$

$$T_u = 13,07 \text{ KN}$$

	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	13,34	9,55
T_{\max} (KN)	18,32	13,07

Tableau III.1 les sollicitations de calcul

III.2.4) Calcul du ferrailage :

a) **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}, h = 15 \text{ cm}, d = 0.9 h = 13,5 \text{ cm}, \gamma_s = 1,15 \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_u = 13.34 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = \mathbf{0,052} < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

➤ Section fictives :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052}) = 0,068 \quad 0 \leq \alpha \leq 0,259 \text{ Pivot A}$$

$$\beta_u = 0,0544$$

$$A_s = \frac{0,0544 \times 100 \times 13,5 \times 14,2}{348} = 2,99 \text{ cm}^2$$

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

Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA10 $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$**

Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

III.2.4.1) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :
Le ferrailage du balcon doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} \geq \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{Fe} \right]$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{s_{\min}} \geq \max \left[\frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 13,5 \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s_{\min}} \geq \max[1,5\text{cm}^2; 1,63\text{cm}^2]$$

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

Donc :

$$A_s = 4,52\text{cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1,63\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

$$A_r = 3,14\text{cm}^2 \geq A_{s_{\min}} = 1,63\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de disposition d'armature : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

➤ Armature longitudinale :

h : L'épaisseur du balcon = 15cm

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm C.V}$$

➤ Armature de répartition :

$$St \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$St = \min (60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm C.V}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.1.2)

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

Avec :

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

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

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

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

$$T_u = 18,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,136\text{MPa}$$

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

$$0,136\text{MPa} \leq 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Pas de risque de cisaillement → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4.2) Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

La contrainte de compression dans le béton On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$$\frac{by^2}{2} + 15(As + As')y - 15(dAs + d'As') = 0 \quad \eta = 15$$

$$y = \frac{15(As+As')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dAs+d'As')}{7,5(As+As')^2}} - 1 \right] \quad As' = 0$$

$$y = \frac{15As}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dAs)}{7,5As^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = \frac{15 \times 4,52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(13,5 \times 4,52)}{7,5 \times 4,52^2}} - 1 \right]$$

$y = 3,65\text{cm}$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2] \Rightarrow I = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + 15[4,52(13,5 - 3,65)^2]$$

$I = 8199,029\text{cm}^4$

$$K = \frac{9,55 \times 10^{-3}}{8199,029 \times 10^{-8}}$$

$K = 116,477 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 116,477 \times 0,0365 = 4,25\text{MPa}$

$4,25\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \Rightarrow \text{C.V}$

M_{ser} (KN. m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9,55	4,52	8199,029	3,65	116,477	4,25	15	C. vérifiée

Tableau III.2 Vérification des contraintes de compression dans le béton

b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] \Rightarrow \text{La fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[266,67; 201,63]$$

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

Contrainte maximale dans l'acier :

$$\sigma_s = \eta K(d - y) \text{ Avec : } \eta = 15$$

$$\sigma_s = 15 \times 116,477(0,135 - 0,0365)$$

$$\sigma_s = 172,09 \text{ MPa}$$

$$172,09 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

M_{ser} (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9,55	4,52	8199,029	3,65	116,477	172,09	201,63	C. vérifiée

Tableau III.3 Vérification des contraintes maximales dans l'acier

III.2.4.3) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99)

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{c.v}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{o ser}} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{o ser}} = 0,08 \Rightarrow \text{c.v}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,1}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 3,34 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \Rightarrow \text{c.v}$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de balcon :

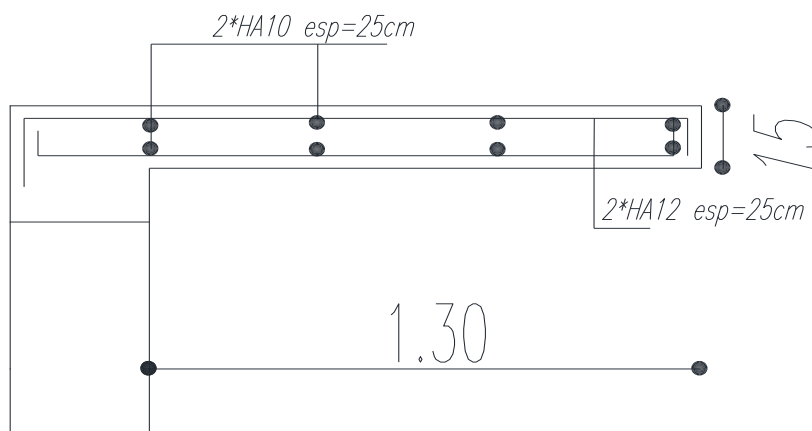


Figure III.6 Ferrailage du balcon

III.3 Etude d'escaliers :

III.3.1 Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries.

La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

III.3.2 Hypothèses de calcul :

- Les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferrailage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS,
- L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchiée de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tiennent compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

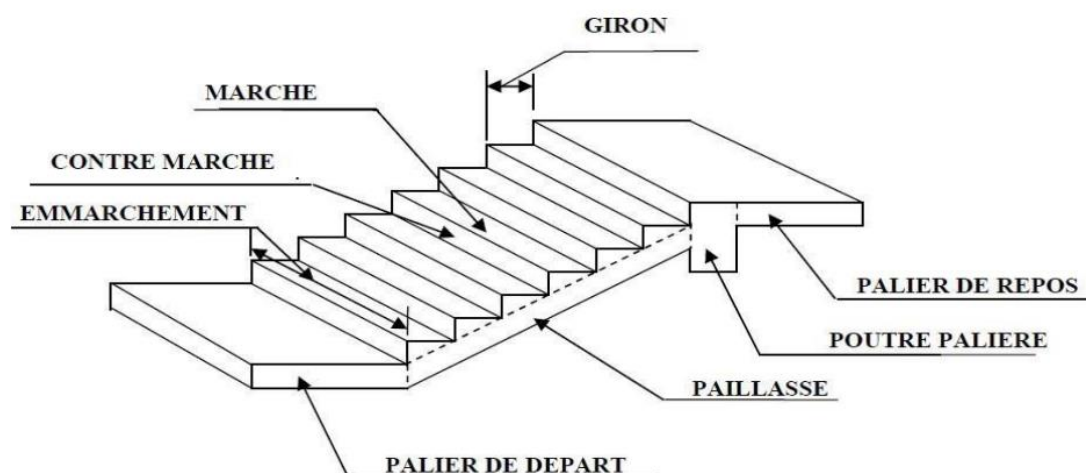


Figure III.7 schéma d'un escalier

III.3.3 Terminologie :

- ❖ **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, le palier qui se retrouve entre deux volées s'appelle palier de repos, et le palier qui se retrouve aux deux extrémités d'un escalier s'appelle : palier d'arrivée ou palier de départ.
- ❖ **Les marches :** C'est la partie horizontale où l'on marche.
- ❖ **La contre marche :** C'est la partie verticale contre la marche.
- ❖ **La paillasse :** C'est la dalle de la partie pleine inférieure de la volée d'un escalier qui supporte les marches et les contremarches.

- ❖ **Emmarchement** : C'est la dimension du passage libre, utile l'escalier c'est à dire la largeur des marches.
- ❖ **Le giron** : C'est la ligne, conventionnelle que figure la trajectoire moyenne des pas d'une personne montant un escalier.
- ❖ **La poutre palière** : Est une poutre attache l'escalier avec le mur.
- ❖ **La volée** : On appelle une volée, une succession des marches et des contre marches.
- ❖ **Le nez d'une marche** : Arrêt ou partie saillante de la marche

III.3.4 Calcul de l'escalier :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

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

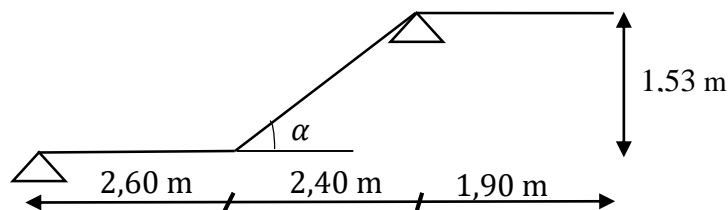


Figure III.8 Schéma statique d'escalier

a) Pré-dimensionnement :

h: Hauteur de la contre marche avec $14 \leq h \leq 18$ on prend **h=17cm**

g : Le giron de la marche avec : $24 \leq g \leq 32$ on prend **g=30cm**

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

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

Donc : les dimensions choisies de la marche et contre marche satisfait l'exigence de confort selon la formule de Blondel.

▪ **Détermination des nombres de marches et contre marches :**

h_e : Hauteur de d'étage courant **h_e = 3,06 m**

H : La hauteur de la volée.

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm} = \mathbf{1,53m}$$

Nombre de contre marches n : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = \mathbf{9 \text{ contre marches}}$

Nombre des marches dans une volée : $n' = n - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches}}$

Détermination de giron : $L = g \times n' = 30 \times 8 = \mathbf{240 \text{ cm}}$

▪ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\text{Inclinaison de la volée : } \tan \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,637 \quad \alpha = 32,51^\circ$$

$$\text{La longueur de volée est : } L_v = \frac{1,53}{\sin \alpha} = \frac{1,53}{\sin(32,51)} = 2,85 \text{ m}$$

L : La longueur de la paillasse + palier de départ

$$L = 2,85 + 1,9 = 4,75 \text{ m}$$

L'épaisseur de l'escalier " e " est donnée par :

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

$$\frac{4,75}{30} \leq e \leq \frac{4,75}{20} \Rightarrow 0,15 \text{ m} \leq e \leq 0,23 \text{ m}$$

On adopte **e=15 cm**

b) Combinaison des charges et charge équivalente :

❖ Charges et surcharges :

D'après le chapitre précédent on a :

▪ Palier :

- La charge permanente : $5,31 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

▪ Paillasse :

- La charge permanente : $G = 9,14 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

❖ Combinaisons des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{- A l'état limite ultime : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{- A l'état limite service : } q_{ser} = G + Q$$

▪ Palier :

A L'ELU :

$$q_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_{u1} = 1,35 (5,31) + 1,5 (2,5)$$

$$q_{u1} = 10,92 \text{ KN/m}$$

A L'ELS :

$$q_{ser1} = G + Q$$

$$q_{ser1} = 5,31 + 2,5$$

$$q_{ser1} = 7,81 \text{ KN/m}$$

▪ **Paillasse :**

A L'ELU :

$$q_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_{u2} = 1,35 (9,14) + 1,5 (2,5)$$

$$q_{u2} = 16,089 \text{ KN/m}$$

A L'ELS :

$$q_{ser2} = G + Q$$

$$q_{ser2} = 9,14 + 2,5$$

$$q_{ser2} = 11,64 \text{ KN/m}$$

▪ **Mur extérieure :**

A L'ELU :

$$P_u = 1,35P \Rightarrow P_u = 1,35 \times 5,24$$

$$P_u = 7,07 \text{ KN}$$

A L'ELS :

$$P_{ser} = P$$

$$P_{ser} = 5,24 \text{ KN}$$

c) Calcul des sollicitations :

À L'ELU :

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B - q_{u2} \times 2,4 - q_{u1} \times 2,6 - q_{u1} \times 1,9 - P_u$$

$$R_A + R_B = q_{u2} \times 2,4 + q_{u1} \times 2,6 + q_{u1} \times 1,9 + P_u$$

$$R_A + R_B = (16,089 \times 2,4) + (10,92 \times 2,6) + (10,92 \times 1,9) + 7,07$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 94,82 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 5 - \left(q_{u1} \times 2,6 \times \frac{2,6}{2} \right) - (q_{u2} \times 2,4 \times 3,8) - \left(q_{u1} \times 1,9 \times \frac{1,9}{2} + 5 \right) - P_u(6,9)$$

$$R_B = \left[\left(10,92 \times 2,6 \times \frac{2,6}{2} \right) + (16,089 \times 2,4 \times 3,8) + (10,92 \times 1,9 \times 5,95) + (7,07 \times 6,9) \right] / 5$$

$$\mathbf{R_B = 71,17 \text{ KN}}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$-R_A \times 5 + \left(q_{u1} \times \frac{2,6}{2} + 2,4 \right) \times 2,6 + \left(q_{u2} \times \frac{2,4^2}{2} \right) - q_{u1} \times \frac{1,9^2}{2} - P_u(1,9)$$

$$R_A = \left[(10,92 \times 3,7) \times 2,6 + \left(16,089 \times \frac{2,4^2}{2} \right) - \left(10,92 \times \frac{1,9^2}{2} \right) - (7,07 \times 1,9) \right] / 5$$

$$\mathbf{R_A = 23,65 \text{ KN}}$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 94,82 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 23,65 + 71,17 = 94,82 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c.1) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Tronçon : $0 \leq x \leq 2,6 \text{ m}$

On a : $T(x) = R_A - q_{u1}x$

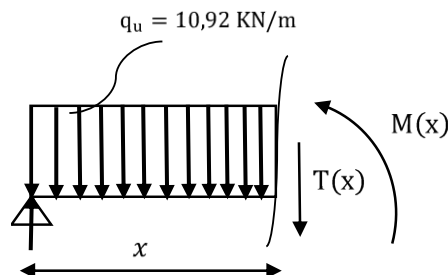
$$T(x) = 23,65 - 10,92x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 23,65 \text{ KN} \\ x = 2,6 \rightarrow T(2,6) = -4,742 \text{ KN} \end{cases}$$

On a : $M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$

$$M(x) = 23,65x - 10,92 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,6 \rightarrow M(2,6) = 24,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tronçon : $2,6 \text{ m} \leq x \leq 5 \text{ m}$

On a : $T(x) = R_A - q_{u1} \times 2,6 - q_{u2}(x - 2,6)$

$$T(x) = 23,65 - 10,92 \times 2,6 - 16,089(x - 2,6)$$

$$T(x) = 23,65 - 28,392 - 16,089x + 41,8314$$

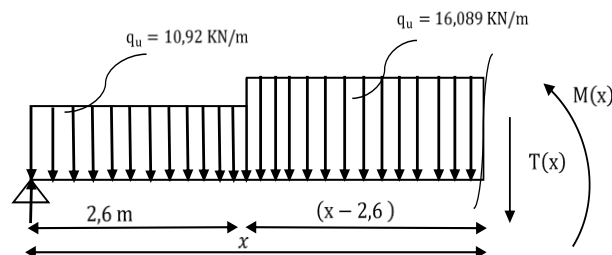
$$T(x) = -16,089x + 37,0894$$

$$\begin{cases} x = 2,6 \rightarrow T(2,6) = -4,742 \text{ KN} \\ x = 5 \rightarrow T(5) = -43,36 \text{ KN} \end{cases}$$

On a : $M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2,6 \left(x - \frac{2,6}{2}\right) - q_{u2} \times \frac{(x-2,6)^2}{2}$

$$M(x) = 23,65x - 10,92 \times 2,6 \left(x - \frac{2,6}{2}\right) - 16,089 \times \frac{(x - 2,6)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2,6 \rightarrow M(2,6) = 24,58 \text{ KN.m} \\ x = 5 \rightarrow M(5) = -33,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

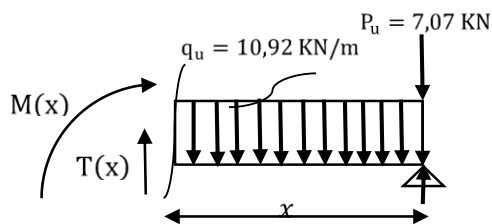


Tronçon : $0 \leq x \leq 1,9 \text{ m}$

On a : $T(x) = P_u + q_{u1}x$

$$T(x) = 7,07 + 10,92x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 7,07 \text{ KN} \\ x = 1,9 \rightarrow T(1,9) = 27,818 \text{ KN} \end{cases}$$



On a : $M(x) = P_u x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$

$M(x) = -P_u x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$

$M(x) = -7,07x - 10,92 \frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,9 \rightarrow M(1,9) = -33,14 \text{ KN.m} \end{cases}$

Remarque :

Compte tenu du semi-encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$T(x) = R_A - q_{u1}x$

$T(x) = 23,65 - 10,92x$

$x = \frac{23,65}{10,92} = 2,16 \text{ m}$

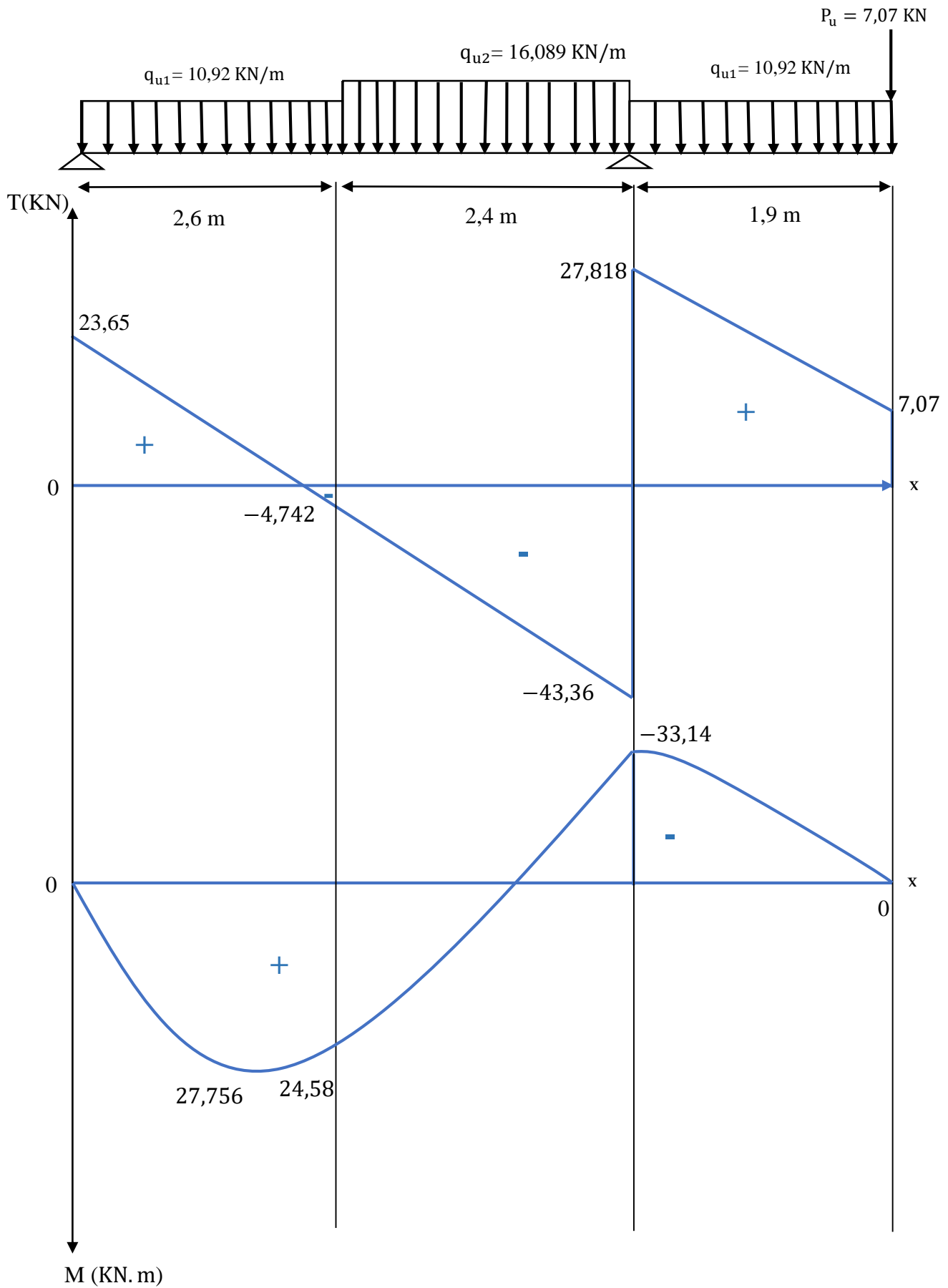
$M(x) = 23,65(2,16) - 10,92 \frac{(2,16)^2}{2}$

$M(x) = 27,756 \text{ KN.m}$

Tronçons (m)	x (m)	T (KN)	M (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,6 m	0	23,65	0
	2,6	-4,742	24,58
2,6 m ≤ x ≤ 5 m	2,6	-4,742	24,58
	5	-43,36	-33,14
0 ≤ x ≤ 1,9 m	0	7,07	0
	1,9	27,818	-33,14

Tableau III.4 Tableau récapitulatif des efforts a ELU

Diagramme des efforts internes à l'état limite ultime ELU :



d) Calcul des sollicitations :

À L'ELS :

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B - q_{ser2} \times 2,4 - q_{ser1} \times 2,6 - q_{ser1} \times 1,9 - P_{ser}$$

$$R_A + R_B = q_{ser2} \times 2,4 + q_{ser1} \times 2,6 + q_{ser1} \times 1,9 + P_{ser}$$

$$R_A + R_B = (11,64 \times 2,4) + (7,81 \times 2,6) + (7,81 \times 1,9) + 5,24$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 68,32 KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 5 - \left(q_{ser1} \times 2,6 \times \frac{2,6}{2} \right) - (q_{ser2} \times 2,4 \times 3,8) - \left(q_{ser1} \times 1,9 \times \frac{1,9}{2} + 5 \right) - P_{ser}(6,9)$$

$$R_B = \left[\left(7,81 \times 2,6 \times \frac{2,6}{2} \right) + (11,64 \times 2,4 \times 3,8) + (7,81 \times 1,9 \times 5,95) + (5,24 \times 6,9) \right] / 5$$

$$\mathbf{R_B = 51,40 KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$-R_A \times 5 + \left(q_{ser1} \times \frac{2,6}{2} + 2,4 \right) \times 2,6 + \left(q_{ser2} \times \frac{2,4^2}{2} \right) - q_{ser1} \times \frac{1,9^2}{2} - P_{ser}(1,9)$$

$$R_A = \left[(7,81 \times 3,7) \times 2,6 + \left(11,64 \times \frac{2,4^2}{2} \right) - \left(7,81 \times \frac{1,9^2}{2} \right) - (5,24 \times 1,9) \right] / 5$$

$$\mathbf{R_A = 16,92 KN}$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 68,31 KN$$

$$R_A + R_B = 16,92 + 51,40 = 68,32 KN \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

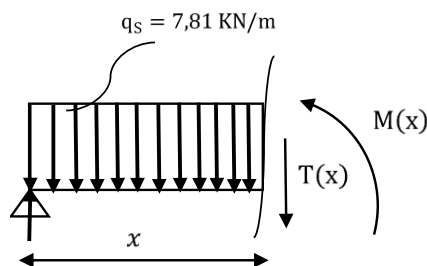
d.1) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Tronçon : $0 \leq x \leq 2,6 m$

On a : $T(x) = R_A - q_{ser1}x$

$$T(x) = 16,92 - 7,81x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 16,92 KN \\ x = 2,6 \rightarrow T(2,6) = -3,386 KN \end{cases}$$



On a : $M(x) = R_A x - q_{ser1} \frac{x^2}{2}$

$M(x) = 16,92x - 7,81 \frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,6 \rightarrow M(2,6) = 17,59 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tronçon : 2,6 m ≤ x ≤ 5 m

On a : $T(x) = R_A - q_{ser1} \times 2,6 - q_{ser2}(x - 2,6)$

$T(x) = 16,92 - 7,81 \times 2,6 - 11,64(x - 2,6)$

$T(x) = 16,92 - 20,306 - 11,64x + 30,264$

$T(x) = -11,64x + 26,878$

$\begin{cases} x = 2,6 \rightarrow T(2,6) = -3,386 \text{ KN} \\ x = 5 \rightarrow T(5) = -31,322 \text{ KN} \end{cases}$

$\begin{cases} x = 2,6 \rightarrow T(2,6) = -3,386 \text{ KN} \\ x = 5 \rightarrow T(5) = -31,322 \text{ KN} \end{cases}$

On a : $M(x) = R_A x - q_{ser1} \times 2,6 \left(x - \frac{2,6}{2}\right) - q_{ser2} \times \frac{(x-2,6)^2}{2}$

$M(x) = 16,92x - 7,81 \times 2,6 \left(x - \frac{2,6}{2}\right) - 11,64 \times \frac{(x - 2,6)^2}{2}$

$\begin{cases} x = 2,6 \rightarrow M(2,6) = 17,59 \text{ KN.m} \\ x = 5 \rightarrow M(5) = -24,05 \text{ KN.m} \end{cases}$

$\begin{cases} x = 2,6 \rightarrow M(2,6) = 17,59 \text{ KN.m} \\ x = 5 \rightarrow M(5) = -24,05 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,9 m

On a : $T(x) = P_{ser} + q_{ser1}x$

$T(x) = 5,24 + 7,81x$

$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 5,24 \text{ KN} \\ x = 1,9 \rightarrow T(1,9) = 20,079 \text{ KN} \end{cases}$

$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(0) = 5,24 \text{ KN} \\ x = 1,9 \rightarrow T(1,9) = 20,079 \text{ KN} \end{cases}$

On a : $M(x) = -P_{ser}x - q_{ser1} \frac{x^2}{2}$

$M(x) = -5,24x - 7,81 \frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,9 \rightarrow M(1,9) = -24,05 \text{ KN.m} \end{cases}$

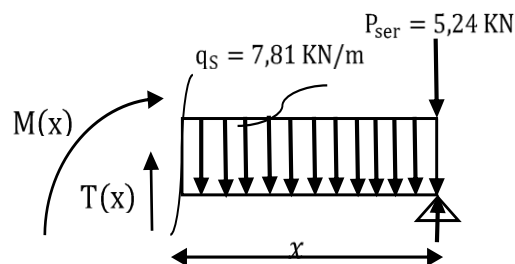
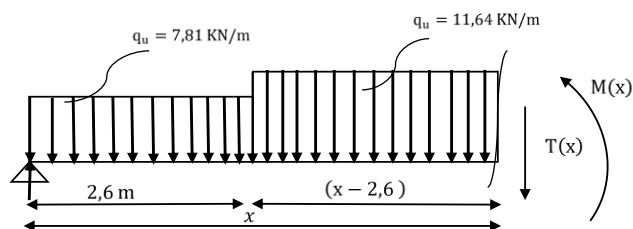
$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,9 \rightarrow M(1,9) = -24,05 \text{ KN.m} \end{cases}$

Remarque :

Compte tenu du semi-encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$T(x) = R_A - q_{u1}x$

$T(x) = 16,92 - 7,81x$



$$x = \frac{16,92}{7,81} = 2,16 \text{ m}$$

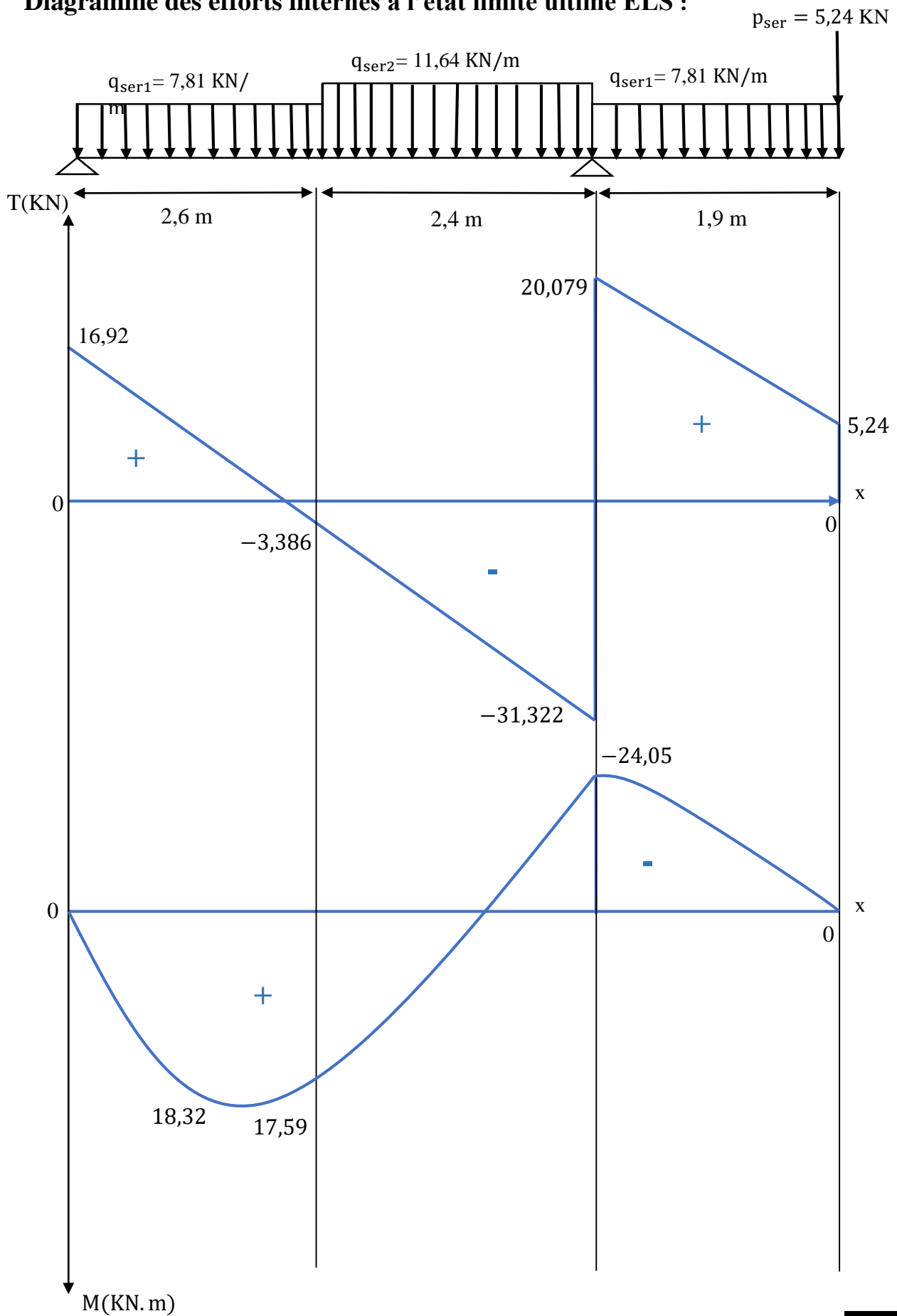
$$M(x) = 16,92(2,16) - 7,81 \frac{(2,16)^2}{2}$$

$$M(x) = 18,32 \text{ KN.m}$$

Tronçons (m)	x (m)	T (KN)	M (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,6 m	0	16,92	0
	2,6	-3,386	17,59
2,6 m ≤ x ≤ 5 m	2,6	-3,386	17,59
	5	-31,322	-24,05
0 ≤ x ≤ 1,9 m	0	5,24	0
	1,9	20,079	-24,05

Tableau III.5 Tableau récapitulatif des efforts a ELS

Diagramme des efforts internes à l'état limite ultime ELS :



III.3.5 Calcul à l'ELU :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculé précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$M_t = 27,756 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -33,14 \text{ KN.m}$$

$$b = 1\text{m} \quad d = 0,9h = 13,5\text{cm} = 0,135\text{m} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{27,756 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,107 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$0,107 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

Section fictives :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,107}) = 0,142$$

$$\beta_u = 0,113$$

$$A_s = \frac{0,113 \times 100 \times 13,5 \times 14,2}{348} = 6,22 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA12** ($A_s = 6,79\text{cm}^2$) Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_r = 2,01 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 25\text{cm}$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{33,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,128 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$0,128 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

Section fictives :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128}) = 0,171$$

$$\beta_u = 0,137$$

$$A_s = \frac{0,137 \times 100 \times 13,5 \times 14,2}{348} = 7,54 \text{ cm}^2$$

On prend **5HA14** ($A_s = 7,70 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_r = 2,01 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

III.3.5.1 Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :

Le ferrailage d'escaliers doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} \geq \max \left[\frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} \right]$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{s_{\min}} \geq \max \left[\frac{100 \times 15}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 13,5 \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s_{\min}} \geq \max [1,5 \text{ cm}^2 ; 1,63 \text{ cm}^2]$$

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

Donc :

$$A_{s_{\text{travée}}} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 1,086 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

$$A_{s_{\text{appui}}} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 1,086 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

III.3.5.2 Espacement des barres :

✓ **Armatures principales :**

$$St \leq \min (3h = 45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En travée : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$

Sur appui : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$

✓ **Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Avec : $h = 15\text{cm}$

En travée : $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{cv}$

Sur appui : $St = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{cv}$

III.3.5.3 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.1.2)

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

Avec :

$$T_u = 43,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{43,36 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = \mathbf{0,321 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] \Rightarrow \text{La fissuration est préjudiciable}$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{2,5\text{MPa}}$$

$$0,321\text{MPa} \leq 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.3.5.4 Vérification de la contrainte l'adhérence et d'entraînement : (ArtA6.1.3BAEL91/99)

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1,5$ acier Fe400 Haute adhérence)

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum_{i=1}^n u_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ m}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{43,36 \times 10^{-3}}{0,9 \times 135 \times 219,8} = 1,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.6 Vérification à l'ELS :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Comme la fissuration est peu préjudiciable, la limitation des fissures n'est pas nécessaire, et comme la section est rectangulaire, soumise à la flexion simple avec le type d'acier FeE400, il reste donc à vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{27,756}{18,32} = 1,51$

$$\alpha \leq \frac{1,51 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,505$$

$\alpha = 0,142 < 0,505$ CV

$\alpha = 0,171 < 0,505$ CV

Donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

III.3.7 Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99)

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

4. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{345} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{c. nv}$
5. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{o_{ser}}} \Rightarrow \frac{15}{345} = 0,043 < \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{o_{ser}}} = 0,08 \Rightarrow \text{c. nv}$
6. $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,1}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 5,02 \times 10^{-3} < 0,0105 \Rightarrow \text{c. v}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

D'après la RDM la flèche est calculée par la relation : $F = \frac{5}{348} \frac{q_s \times l^4}{E_v \times I}$

Avec :

F : la flèche

E : Module de déformation différée $E_v = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$

Donc :

$$F = \frac{5}{348} \frac{11,64 \times 3,45^4}{1,08 \times 10^4 \times 28125} \times 10^6 = 0,078 \text{ cm}$$

$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm}$

$F = 0,078 < F_{adm} = 0,69 \text{ cm}$... Condition vérifiée

Schéma de ferrailage :

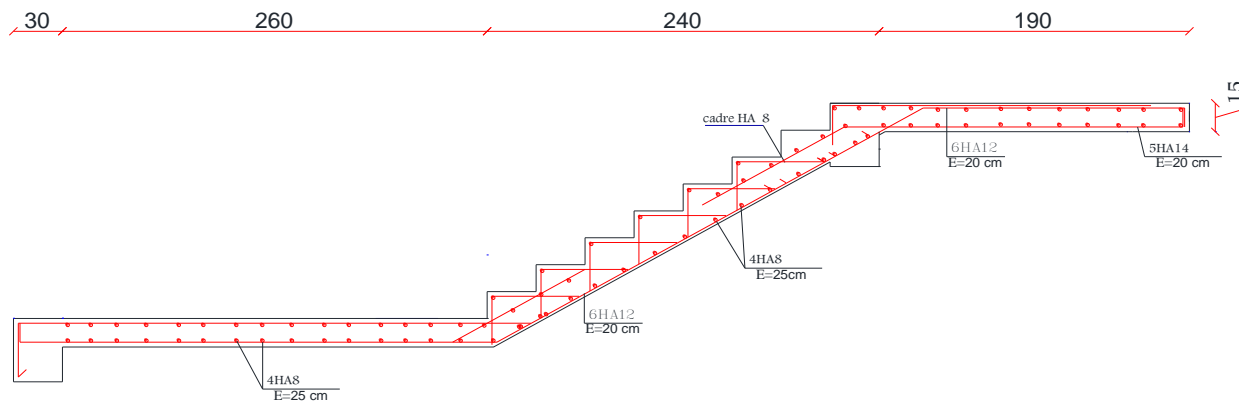


Figure III.9 Schéma de ferrailage d'escalier.

III.4 Etude de la poutre palière :

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

- La flexion simple : elle provient des poids propre de la poutre de palière ainsi que la réaction d’escalier
- La torsion : elle provient de l’effort horizontal qui a été exercé par les volées sur Poutre ; elle est prévue pour être un support d’escalier. Avec une longueur de 3.50 m (entre nu d’appuis).

D’après le chapitre précédent on adopte une section rectangulaire (b × h) = (30×35) cm².

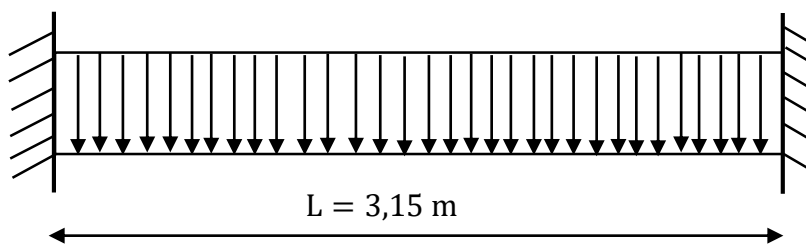


Figure III.10 Schéma statique de poutre palière

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10}$

21 ≤ h ≤ 31,5 On prend **h = 35 cm**

- $0,3h \leq b \leq 0,8h$

$0,3(35) \leq b \leq 0,8(35)$

10,5 ≤ b ≤ 28 On prend **b = 30 cm**

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

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

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

On adopte (b × h) ⇒ (30 × 35) cm²

III.4.1 Evaluation Des Charges :

➤ Charge permanente :

Poids propre de la poutre palière :

$G_{PL} = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,30 \times 0,35$

$G_{PL} = 2,625 \text{ KN/m}$

Réaction du palier : $R_u = 23,65 \text{ KN}$

Réaction du palier : $R_{ser} = 16,92 \text{ KN}$

III.4.2 Combinaison de charges :

A L'ELU : $q_u = 1,35G + R_u$

$$q = 1,35(2,625) + 23,65$$

$$q_u = 27,19 \text{ KN/m}$$

A L'ELS : $q_{ser} = G + R_{ser}$

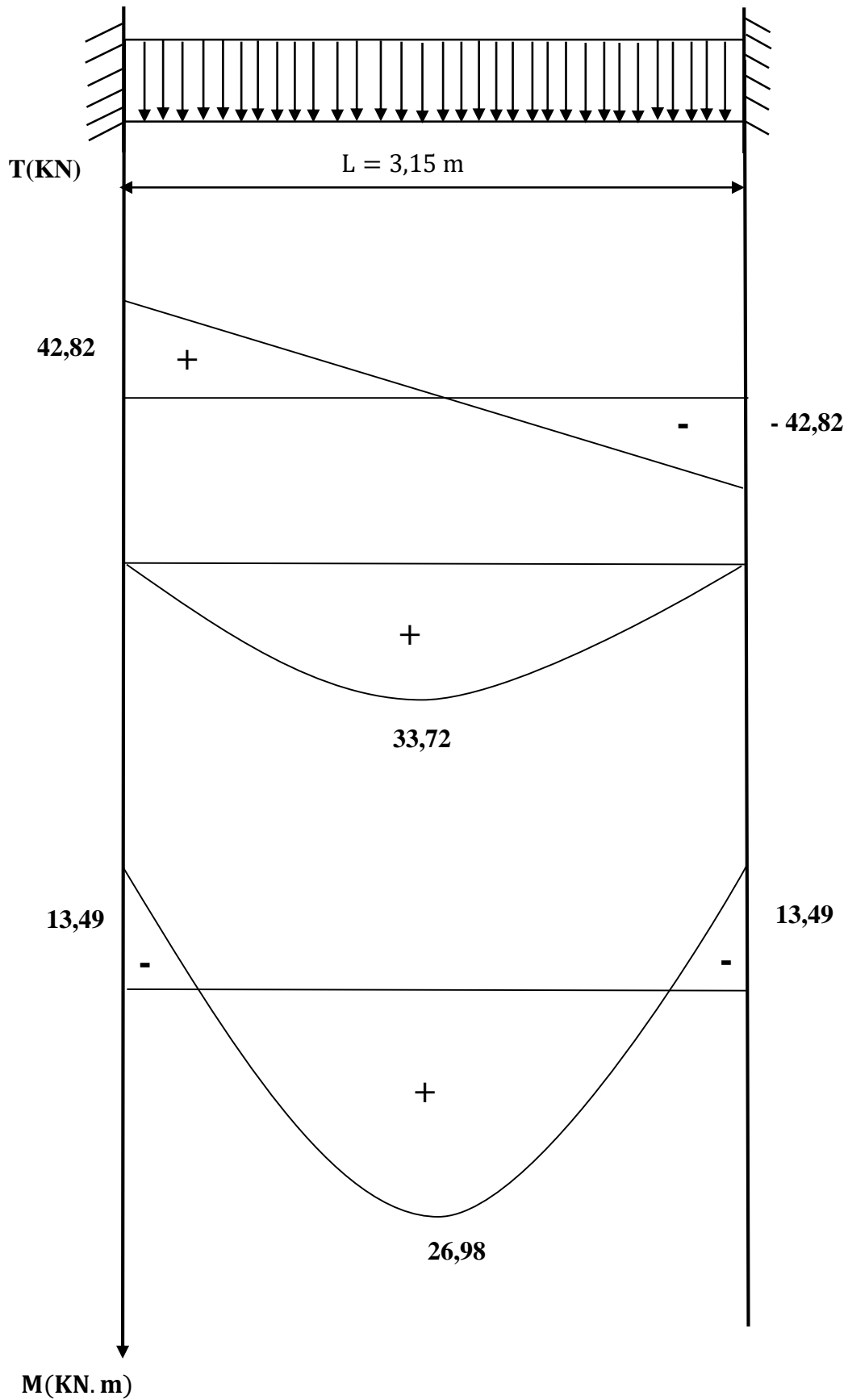
$$q_{ser} = 2,625 + 16,92$$

$$q_{ser} = 19,55 \text{ KN/m}$$

	Formules	ELU : $q_u = 27,19 \text{ KN/m}$	ELS : $q_{ser} = 19,55 \text{ KN/m}$
Moment isostatique (KN. m)	$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$	33,72	24,24
Moment sur appuis (KN. m)	$M_a = 0,4M_0$	13,49	9,70
Moment en travée (KN. m)	$M_t = 0,8M_0$	26,98	19,39
Effort tranchant (KN)	$T = \frac{q \times l}{2}$	42,82	-----

Tableau III.6 Tableau récapitulatif des efforts et moment à L'ELU et L'ELS

❖ Diagramme des efforts internes à l'état limite ultime ELU



III.4.3 Ferrailage :

a) Calcul de la poutre à la flexion simple :

En travée :

Les données :

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,35 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,315 \text{ m}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{travée}}^u = 26,98 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{\text{travée}}^u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,98 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,2} = \mathbf{0,064} < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,064 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,064}) = 0,082$$

$$\beta_u = 0,065$$

$$A_s = \frac{0,065 \times 0,30 \times 0,315 \times 14,2}{348} = 2,51 \text{ cm}^2$$

On prend **3HA12** $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,35 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,315 \text{ m}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{Appuis}}^{\text{acc}} = 13,49 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{\text{Appuis}}^{\text{acc}}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,49 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,2} = \mathbf{0,032} < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,032 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0,040$$

$$\beta_u = 0,040$$

$$A_s = \frac{0,032 \times 0,30 \times 0,315 \times 14,2}{348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

On prend **3HA12** $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

III.4.4 Vérifications A L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :

Le ferrailage doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$.

$$A_{s_{min}} \geq \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{Fe} \right]$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{s_{min}} \geq \max \left[\frac{0,30 \times 0,35}{1000}; 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s_{min}} \geq \max[1,05 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2]$$

$$A_{s_{min}} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{s_{travée}} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s_{Appuis}} = 1,23 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte :

$$A_{s_{travée}} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Appuis}} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$ On adopte 4HA8

Sur appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$ On adopte 4HA8

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi l \frac{b}{10}\right) \leq \min(10; 12; 30) = 10\text{mm} \dots \text{CV}$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow \text{La fissuration est peu préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 42,82\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{42,82 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,45 \text{ MPa}$$

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

$$0,45 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.4.5 Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu préjudiciable, la limitation des fissures n'est pas nécessaire, et comme la section est rectangulaire, soumise à la flexion simple avec le type d'acier FeE400, il reste donc à vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{26,98}{19,39} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0,082 < 0,445 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\alpha = 0,040 < 0,445 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

III.4.6 Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99)

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{3,15} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{tser}}{M_{0ser}} \Rightarrow \frac{0,35}{3,15} = 0,11 \geq 0,08 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,1}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,00358 < 0,0105 \Rightarrow \text{c.v}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.7 Armatures transversale :

Diamètre : il faut vérifier $\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$

$$\phi_{tr} \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right\} = \min\{1; 1,2; 3\} = 1\text{cm} = 10\text{mm}$$

On adopte $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 10\phi_1; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 10(1,2); 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \{8,75; 12; 30 \text{ cm}\} = 8,75 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 8 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

▪ **La section d'armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{F_e}$$

On adopte $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 8}{400} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 > 0,24 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée

▪ **Section minimale des aciers transversaux :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$

Longueur de la zone nodale : d'après le RPA99/V2003, $L = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

D'après BAEL91, l'espacement doit vérifier : $s_t \leq \min (0,9 d; 40 \text{ cm})$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min (0,9 \times 0,9 \times 35; 40 \text{ cm}) = \min (28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ ...CV}$

III.4.8 Calcule de la poutre palier à la torsion :

Le moment fléchissant à l'intérieure de la poutre au niveau de palier et du paillasse provoque un moment de torsion au niveau de la poutre palière. La torsion est provoquée par le moment d'appuis de l'escalier.

$$M_{tu} = T_u \times c$$

T_u : réaction de palier et paillasse à la poutre $T_u = 42,82 \text{ KN}$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{0,30}{2} = 0,15$$

$$M_{tu} = 42,82 \times 0,15 = 6,423 \text{ KN.m}$$

a) **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{tu}}{2\Omega b_0}$$

M_{tu}: Moment de torsion.

b₀: Épaisseur de la paroi considérée.

Ω: Air du contour à mi épaisseur

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{6,423 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 5 \times 10^{-2}} = 8,564 \times 10^{-5}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = 8,564 \times 10^{-5} \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa Cv.}$$

b) **Armatures longitudinale en torsion :**

$$A_L = \frac{\mu M_{tu}}{2\Omega \sigma_s}$$

$$\mu = 2 \times [(b - b_0) + (h - b_0)] = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110$$

$$A_L = \frac{1,10 \times 6,423 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 400 \times 10^{-4}} = 1,17 \times 10^{-4}$$

$$A_L = 1,17 \text{ cm}^2$$

On prend 2HA12 = 2,26 cm²

Schéma de ferrailage :

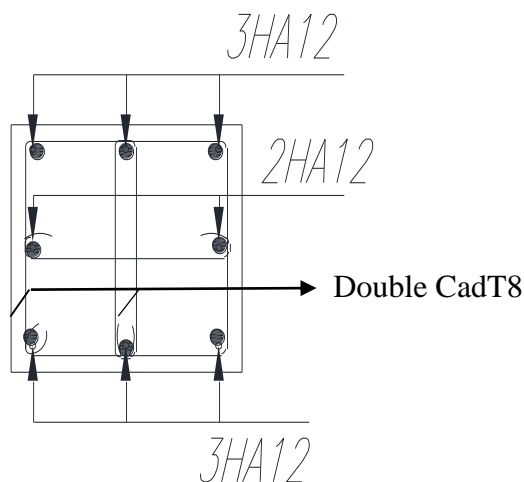


Figure III.11 Schéma de ferrailage de poutre palière

III.5 Etude des planchers :

Les planchers sont des éléments plans, supposés infiniment rigides dans leur plan.

Leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié ; dans le cas des bâtiments d'habitation, les épaisseurs de dalle sont le plus souvent fixées par des critères d'isolation et sont ainsi supérieures aux épaisseurs imposées par les critères de résistance.

Dans notre cas, on a un type de plancher : **Planchers à corps creux.**

III.5.1 Plancher corps creux :

Notre structure comporte un plancher à corps creux (20+4) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 20 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

III.5.2 La dalle de compression

La dalle de compression ayant un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; On prévoit un ferrailage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre axes des poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes : CBA93 Art [B.6.8.4.2.3]

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures : $a_1 \leq 20 \text{ cm}$
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures : $a_2 \leq 33 \text{ cm}$

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

$$A_1 \geq 0,02L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} \quad \text{Si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} \quad [\text{BAEL 91/B.6.8,423}]$$

$$A_2 \geq \frac{200}{F_e} \quad \text{Si } L \leq 50 \text{ cm}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles (L=65cm),

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP),

A2 : armatures parallèles aux poutrelles (AR)

fe : Nuance de l'acier FeE520 (fe= 520)

50 cm < L = 65 cm < 80 cm

Donc :

$$A_1 \geq 0,02L \frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = \frac{4(65)}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $A_1 \rightarrow 5\text{HA}6 = 1,41 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 20 cm.

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

$$A \geq \frac{A_1}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

On prend : $5\text{HA}6 = 1,41 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 20 cm.

Schémas de ferrailage :

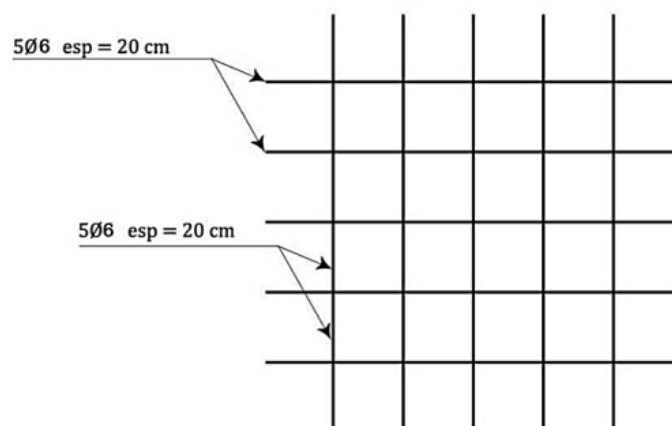


Figure III.12 Disposition des armatures de la dalle de compression

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

III.5.3 Etude de poutrelle :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semi encastrée aux poutres de rives.

a) **Calcul de la largeur de la nervure :**

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,5h$$

$$0,3(20) \leq b_0 \leq 0,5(20) \rightarrow 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

On adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$

b) L'espace entre les axes et les poutrelles :

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left[\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2} \right]$$

Avec :

L : Portée maximale de la nervure L=370 cm

L₀: Distance entre nus de la nervure (généralement : L₀= 55cm).

$$\frac{b-b_0}{2} = \min \left[\frac{370}{10}; \frac{55}{2} \right] \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = \min[37 \text{ cm}; 27,5 \text{ cm}]$$

$$\frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Donc : $b = 27,5 \times 2 + 10$

b = 65 cm

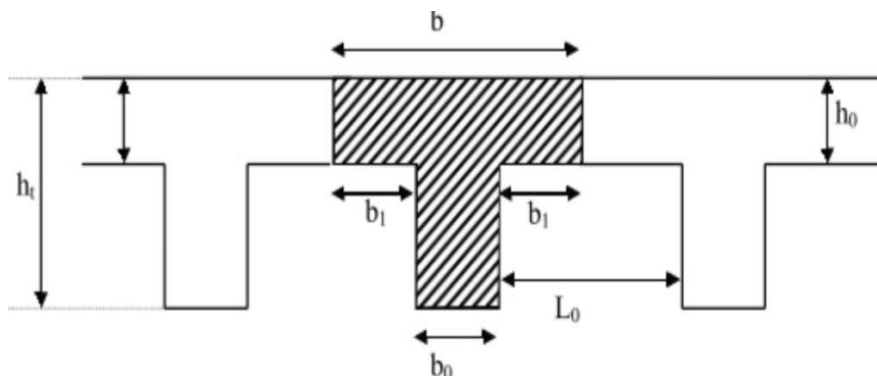


Figure III.13 Surfaces revenant aux poutrelles

❖ Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- **1ère étape :** avant le coulage de la table de compression.

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités.

Elle doit supporter au plus de :

- Son poids propre
- Le poids du corps creux qui est estimé à 0,95 kN/m²
- La surcharge de l'ouvrier Q = 1 kN/m²

1) Evaluation des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,10 \times 0,04 \times 25 = 0,10 \text{ KN/ml}$

- Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Avec : L=65 cm → largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0,10 + 0,62 = 0,72 \text{ KN/ml}$

- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

2) La combinaison de charges à considérer :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35(0,72) + 1,5(0,65) = 1,947 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q \Rightarrow 0,72 + 0,65 = 1,37 \text{ KN/ml}$

3) Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,947 \times 4^2}{8} = 3,894 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{1,37 \times 4^2}{8} = 2,74 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des armatures à L'ELU :

La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (FPP).

$b=10 \text{ cm} ; h=4 \text{ cm} ; d=0,9h = 3,6 \text{ cm} ; f_{c28}=25 \text{ MPa} ; F_{bu}=14,2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,894 \times 10^6}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 2,12 > \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's \neq 0$ {La section est doublement armée}

Remarque :

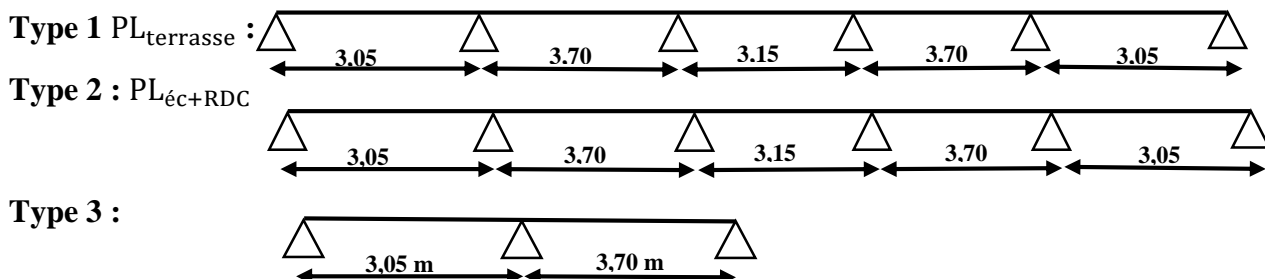
Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant et lors du coulage du béton sans qu'elle fléchisse. La distance entre les étais varié de 80 à 120 cm.

▪ **2ème étapes :**

Après coulage de la dalle de compression le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge (q_u) uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges)

III.5.3.1 Type des poutrelles :

Notre structure comporte 3 types de poutrelles :



a) Poids du plancher :

- Plancher RDC

Charges permanentes : $G = 5,15 \times 0,65 = 3,3475 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

- Plancher Etage courant

Charges permanentes : $G = 5,15 \times 0,65 = 3,3475 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

- Plancher terrasse

Charges permanentes : $G = 6,33 \times 0,65 = 4,1145 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

b) Combinaison de charges :

- Plancher RDC

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35(3,3475) + 1,5(3,25) = 9,39 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q \Rightarrow 3,3475 + 3,25 = 6,60 \text{ KN/ml}$

- Plancher Etage courant

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35(3,3475) + 1,5(0,975) = 5,98 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q \Rightarrow 3,3475 + 0,975 = 4,37 \text{ KN/ml}$

- Plancher terrasse

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35(4,1145) + 1,5(0,65) = 6,53 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = G + Q \Rightarrow 4,1145 + 0,65 = 4,76 \text{ KN/ml}$

Conclusion :

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, celui qui porte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher à usage commercial (RDC).

III.5.3.2 Choix de la méthode :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes simplifiées fournissent par le règlement BAEL 91 modifié 99 :

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode de Caquot.
3. Méthode des trois moments.

Nous choisissons la méthode forfaitaire, car elle est la méthode la plus simple.

III.5.3.3 Méthode de calcul :

a) Méthode forfaitaire : (BAEL, art B.6.2.21)

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

Conditions d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharges modérées ($Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a.2) Exposé de la méthode Forfaitaire :

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

- $M_t \geq \text{Max} [(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour la travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ Pour la travée intermédiaire.

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée considéré est soumise aux Mêmes charges (moment isostatique).

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : La valeur absolue du moment sur appuis de gauche.

M_e : La valeur absolue du moment sur appuis de droite.

α : Le rapport considéré des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

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

Les moments sur appuis :

- $M = 0,2M_0 \Rightarrow$ Pour les appuis de rive.
- $M = 0,6M_0 \Rightarrow$ Pour le cas d'une poutre a deux travées.
- $M = 0,4M_0 \Rightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées.
- $M = 0,5M_0 \Rightarrow$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées.

Les efforts tranchants :

$$a = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \times L \quad b = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \times L$$

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

b) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : [Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

- **1ère condition** : Plancher à surcharges modérées ($Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

Plancher RDC: $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$ $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

($Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(10,3 ; 5)$).

($Q = 5 \text{ KN/m}^2 < 10,3$ Condition vérifiée .

Plancher Etage courant : $G = 5,15 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

($Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(10,3 ; 5)$).

($Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,3$ Condition vérifiée

Plancher Terrasse inaccessible : $G = 6,33 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

($Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(12,66 ; 5)$).

($Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 12,66$ Condition vérifiée

- **2ème condition** : Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées CV
- **3ème condition** : Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{3,05}{3,70} = 0,82 \quad , \quad \frac{3,70}{3,15} = 1,17 \quad , \quad \frac{3,15}{3,70} = 0,85 \quad , \quad \frac{3,70}{3,05} = 1,21$$

$0,8 \leq 0,82; 1,17; 0,85; 1,21 \leq 1,25$ Condition vérifiée.

- **4ème condition** : La fissuration est non préjudiciable..... Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on peut appliquer la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations des poutrelles.

c) Application la méthode forfaitaire :

ELU :

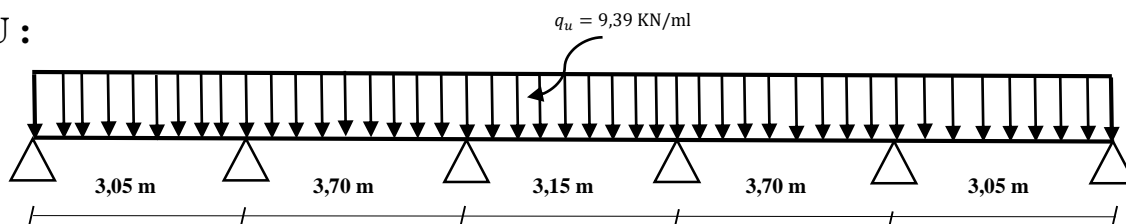


Figure III.14 Schéma statique de la Poutrelle à (5 Travées) à l'ELU

1) Calcul les moments de fléchissant :

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

$$M_{0AB} = \frac{9,39 \times 3,05^2}{8} = 10,92 \text{ KN. m}$$

$$M_{0BC} = \frac{9,39 \times 3,7^2}{8} = 16,07 \text{ KN. m}$$

$$M_{0CD} = \frac{9,39 \times 3,15^2}{8} = 11,65 \text{ KN. m}$$

$$M_{0DE} = \frac{9,39 \times 3,7^2}{8} = 16,07 \text{ KN. m}$$

$$M_{0EF} = \frac{9,39 \times 3,05^2}{8} = 10,92 \text{ KN. m}$$

2) Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 \times M_{0AB} \Rightarrow M_A = 0,2 \times 10,92 = 2,18 \text{ KN}$$

$$M_B = 0,5 \times M_{0BC} \Rightarrow M_B = 0,5 \times 16,07 = 8,04 \text{ KN}$$

$$M_C = 0,4 \times M_{0CD} \Rightarrow M_C = 0,4 \times 11,65 = 6,43 \text{ KN}$$

$$M_D = 0,4 \times M_{0DE} \Rightarrow M_D = 0,4 \times 11,65 = 6,43 \text{ KN}$$

$$M_E = 0,5 \times M_{0EF} \Rightarrow M_E = 0,5 \times 16,07 = 8,04 \text{ KN}$$

$$M_F = 0,2 \times M_{0AB} \Rightarrow M_F = 0,2 \times 10,92 = 2,18 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{5}{5,15 + 5} = 0,493$$

$$(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,493) = 1,148$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,493}{2} = 0,674$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,493}{2} = 0,574$$

3) Les moments en travées :

Travée 1 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)10,92; 1,05 \times 10,92] - \frac{2,18 + 8,04}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [12,536; 11,466] - 5,11$$

$$M_t \geq 7,43 \text{ KN. m}$$

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0,674 \times 10,92$$

$$M_t = 7,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max[7,43; 7,36] \Rightarrow M_t = 7,43 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)16,07; 1,05 \times 16,07] - \frac{8,08+6,43}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [\mathbf{18,448}; 16,873] - 7,235$$

$$M_t \geq 11,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0,574 \times 16,07$$

$$M_t = 9,22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max[11,22; 9,22] \Rightarrow M_t = 11,22 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)11,65; 1,05 \times 11,65] - \frac{6,43+6,43}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [\mathbf{13,374}; 12,232] - 6,43$$

$$M_t \geq 6,94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0,574 \times 11,65$$

$$M_t = 6,69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max[6,94; 6,69] \Rightarrow M_t = 6,94 \text{ KN.m}$$

Travée 4 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)16,07; 1,05 \times 16,07] - \frac{6,43+8,08}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [\mathbf{18,448}; 16,873] - 7,235$$

$$M_t \geq 11,22 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

$M_t \geq 0,574 \times 16,07$

$M_t = 9,22 \text{ KN.m}$

$M_t = \max[11,22; 9,22] \Rightarrow M_t = 11,22 \text{ KN.m}$

Travée 5 :

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

$M_t \geq \text{Max} [(1,148)10,92; 1,05 \times 10,92] - \frac{2,18+8,04}{2}$

$M_t \geq \text{Max} [12,536; 11,466] - 5,11$

$M_t \geq 7,43 \text{ KN.m}$

Travée de rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

$M_t \geq 0,674 \times 10,92$

$M_t = 7,36 \text{ KN.m}$

$M_t = \max[7,43; 7,36] \Rightarrow M_t = 7,43 \text{ KN.m}$

Travée	1		2		3		4		5	
L(m)	3,05		3,7		3,15		3,7		3,05	
M ₀ (KN.m)	10,92		16,07		11,65		16,07		10,92	
Appuis	1	2	3	4	5	6				
Coefficient-forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2				
M _a – (KN.m)	2,18	8,04	6,43	6,43	8,04	2,18				
M _{t1} (KN.m)	7,43		11,22		6,94		11,22		7,43	
M _{t2} (KN.m)	7,36		/		/		/		7,36	
M _{t3} (KN.m)	/		9,22		6,69		9,22		/	
M _t (KN.m)	7,43		11,22		6,94		11,22		7,43	

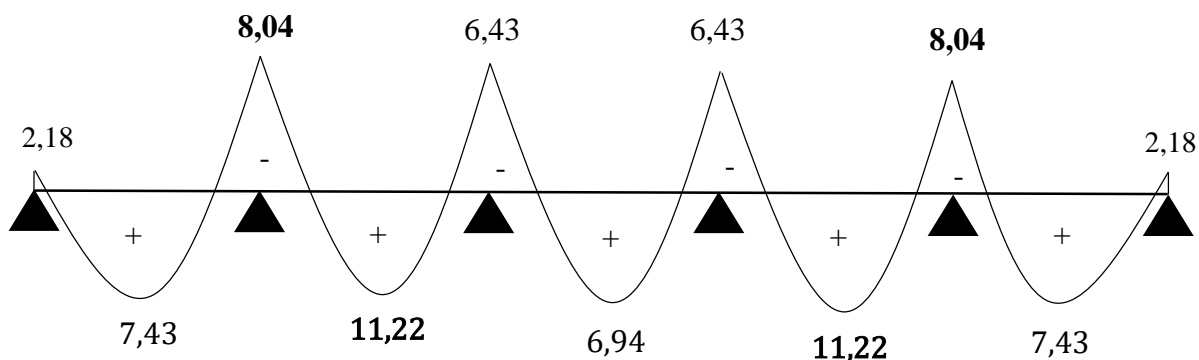


Diagramme de moment à l'ELU

4) Les efforts tranchants :

Travée 1 :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8,04+7,43}{2,18+7,43}}} \right) \times 3,05 = 1,34 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{2,18+7,43}{1,34} = -14,34 \text{ KN}$$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2,18+7,43}{8,04+7,43}}} \right) \times 3,05 = 1,71 \text{ m}$$

$$V_e = 2 \times \frac{8,04+7,43}{1,71} = 18,09 \text{ KN}$$

Travée 2 :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6,43+11,22}{8,04+11,22}}} \right) \times 3,7 = 1,89 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{8,04+11,22}{1,89} = -20,38 \text{ KN}$$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8,04+11,22}{6,43+11,22}}} \right) \times 3,7 = 1,81 \text{ m}$$

$$V_e = 2 \times \frac{6,43+11,22}{1,81} = 19,50 \text{ KN}$$

Travée 3 :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6,43+6,94}{6,43+6,94}}} \right) \times 3,15 = 1,58 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{6,43+6,94}{1,58} = -16,92 \text{ KN}$$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6,43+6,94}{6,43+6,94}}} \right) \times 3,15 = 1,58 \text{ m}$$

$$V_e = 2 \times \frac{6,43+6,94}{1,58} = 16,92 \text{ KN}$$

Travée 4 :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8,04+11,22}{6,43+11,22}}} \right) \times 3,7 = 1,81 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{6,43+11,22}{1,81} = -19,50 \text{ KN}$$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6,43+11,22}{8,04+11,22}}} \right) \times 3,7 = 1,89 \text{ m}$$

$$V_e = 2 \times \frac{8,04+11,22}{1,89} = 20,38 \text{ KN}$$

Travée 5 :

$$a = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2,18+7,43}{8,04+7,43}}} \right) \times 3,05 = 1,71 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{8,04+7,43}{1,71} = -18,09 \text{ KN}$$

$$b = \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{8,04 + 7,43}{2,18 + 7,43}}} \right) \times 3,05 = 1,34 \text{ m} \quad V_e = 2 \times \frac{2,18 + 7,43}{1,34} = 14,34 \text{ KN}$$

Travée	1	2	3	4	5
L(m)	3,05	3,70	3,15	3,7	3,05
M_t (KN.m)	7,43	11,22	6,94	11,22	7,43
M_w (KN.m)	2,18	8,04	6,43	6,43	8,04
M_e (KN.m)	8,04	6,43	6,43	8,04	2,18
a(m)	1,34	1,89	1,58	1,81	1,71
b(m)	1,71	1,81	1,58	1,89	1,34
$V_w -$ (KN)	14,34	20,38	16,92	19,50	18,09
$V_e +$ (KN)	18,09	19,50	16,92	20,38	14,34

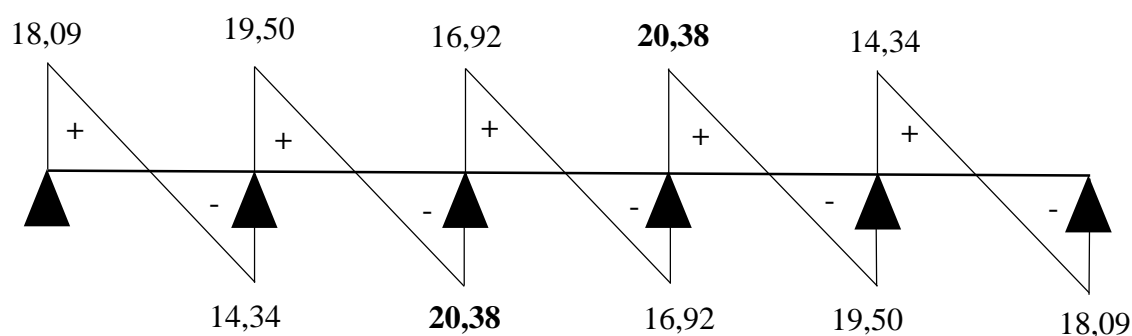


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

ELS :

1) Calcul les moments de fléchissant :

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

$$M_{0AB} = \frac{6,60 \times 3,05^2}{8} = 7,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{6,60 \times 3,7^2}{8} = 11,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{6,60 \times 3,15^2}{8} = 8,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{6,60 \times 3,7^2}{8} = 11,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{6,60 \times 3,05^2}{8} = 7,67 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 \times M_{oAB} \Rightarrow M_A = 0,2 \times 7,67 = 1,53 \text{ KN}$$

$$M_B = 0,5 \times M_{oBC} \Rightarrow M_B = 0,5 \times 11,29 = 5,64 \text{ KN}$$

$$M_C = 0,4 \times M_{oCD} \Rightarrow M_C = 0,4 \times 8,18 = 4,52 \text{ KN}$$

$$M_D = 0,4 \times M_{oDE} \Rightarrow M_D = 0,4 \times 8,18 = 4,52 \text{ KN}$$

$$M_E = 0,5 \times M_{oEF} \Rightarrow M_E = 0,5 \times 11,29 = 5,64 \text{ KN}$$

$$M_F = 0,2 \times M_{oAB} \Rightarrow M_F = 0,2 \times 7,67 = 1,53 \text{ KN}$$

3) Les moments en travées :

Travée 1 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)7,67; 1,05 \times 7,67] - \frac{1,53 + 5,64}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [8,805; 8,053] - 3,585$$

$$M_t \geq 5,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0,674 \times 7,67$$

$$M_t = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{max}[5,22; 5,16] \Rightarrow M_t = 5,22 \text{ KN.m}$$

Travée 2 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)11,29; 1,05 \times 11,29] - \frac{5,64 + 4,52}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [12,960; 11,854] - 5,08$$

$$M_t \geq 7,88 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0,574 \times 11,29$$

$$M_t = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{max}[7,88; 6,48] \Rightarrow M_t = 7,88 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)8,18; 1,05 \times 8,18] - \frac{4,52+4,52}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [9,390; 8,589] - 4,52$$

$$M_t \geq 4,88 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0,574 \times 8,18$$

$$M_t = 4,70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{max}[4,88; 4,70] \Rightarrow M_t = 4,88 \text{ KN.m}$$

Travée 4 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)11,29; 1,05 \times 11,29] - \frac{5,64+4,52}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [12,960; 11,854] - 5,08$$

$$M_t \geq 7,88 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0,574 \times 11,29$$

$$M_t = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{max}[7,88; 6,48] \Rightarrow M_t = 7,88 \text{ KN.m}$$

Travée 5 :

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

$$M_t \geq \text{Max} [(1,148)7,67; 1,05 \times 7,67] - \frac{1,53+5,64}{2}$$

$$M_t \geq \text{Max} [8,805; 8,053] - 3,585$$

$$M_t \geq 5,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 0,674 \times 7,67$$

$$M_t = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \text{max}[5,22; 5,16] \Rightarrow M_t = 5,22 \text{ KN.m}$$

Les moments à L'ELS :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	3,05	3,7	3,15	3,7	3,05	
M_o (KN. m)	7,67	11,29	8,18	11,29	7,67	
Appuis	1	2	3	4	5	6
Coefficient- forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
$M_a -$ (KN. m)	1,53	5,64	4,52	4,52	5,64	1,53
M_{t1} (KN. m)	5,22	7,88	4,88	7,88	5,22	
M_{t2} (KN. m)	5,16	/	/	/	5,16	
M_{t3} (KN. m)	/	6,48	4,70	6,48	/	
M_t (KN. m)	5,22	7,88	4,88	7,88	5,22	

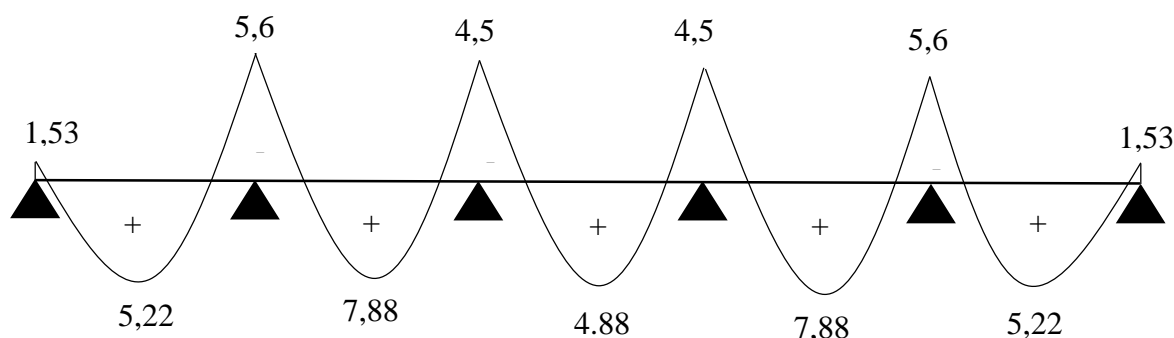


Diagramme de moment à l'ELS

Plancher terrasse

Les moments à L'ELU :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	3,05	3,7	3,15	3,7	3,05	
M_o (KN. m)	7,59	11,17	8,10	11,17	7,59	
Appuis	1	2	3	4	5	6
Coefficient- forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
$M_a -$ (KN. m)	1,52	5,59	4,47	4,47	5,59	1,52
M_{t1} (KN. m)	4,42	6,70	4,03	6,70	4,42	
M_{t2} (KN. m)	4,71	/	/	/	4,71	
M_{t3} (KN. m)	/	5,82	4,21	5,82	/	
M_t (KN. m)	4,71	6,70	4,21	6,70	4,71	

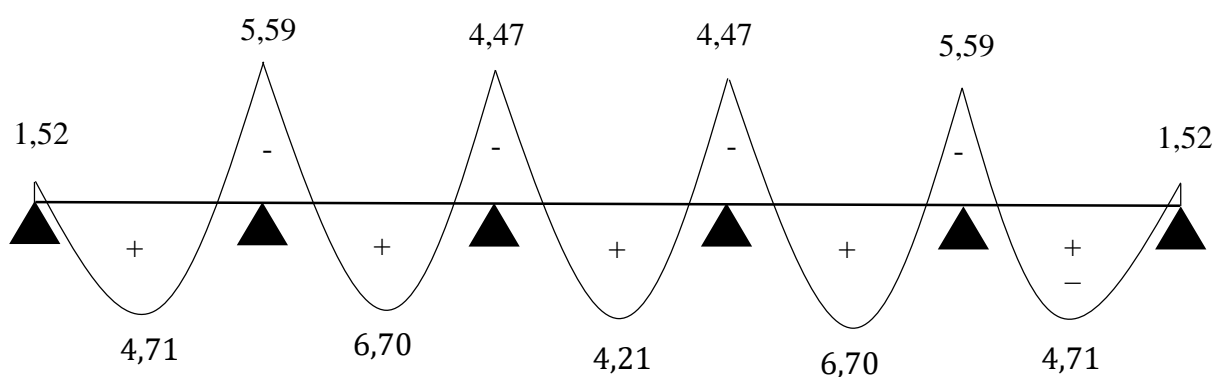


Diagramme de moment à l'ELU

Les moments à L'ELS :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	3,05	3,7	3,15	3,7	3,05	
M_o (KN. m)	5,54	8,15	5,91	8,15	5,54	
Appuis	1	2	3	4	5	6
Coefficient- forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
$M_a -$ (KN. m)	1,11	4,08	3,26	3,26	4,08	1,11
M_{t1} (KN. m)	3,22	4,89	2,94	4,89	3,22	
M_{t2} (KN. m)	3,44	/	/	/	3,44	
M_{t3} (KN. m)	/	4,24	3,07	4,24	/	
M_t (KN. m)	3,44	4,89	3,07	4,89	3,44	

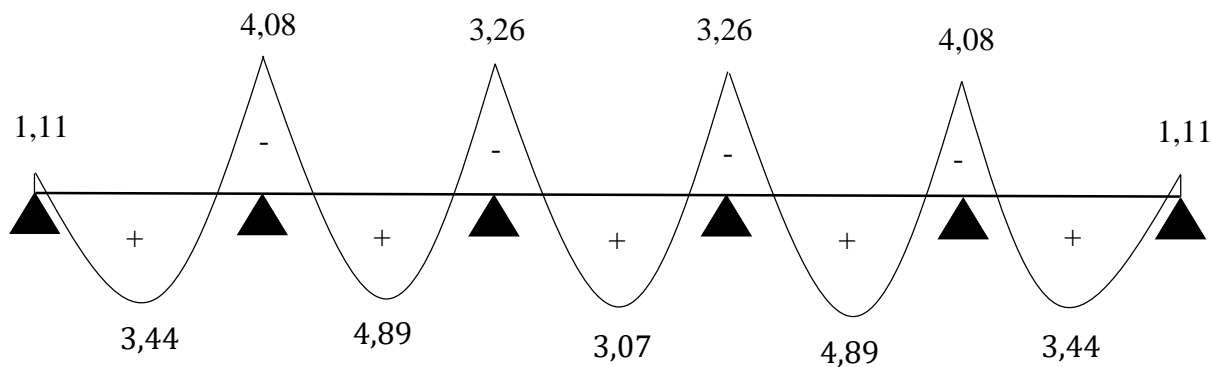


Diagramme de moment à l'ELS

Effort tranchant :

Travée	1	2	3	4	5
L(m)	3,05	3,70	3,15	3,7	3,05
M_t (KN.m)	4,71	6,70	4,21	6,70	4,71
M_w (KN.m)	1,52	5,59	4,47	4,47	5,59
M_e (KN.m)	5,59	4,47	4,47	5,59	1,52
a(m)	1,33	1,89	1,58	1,81	1,72
b(m)	1,72	1,81	1,58	1,89	1,33
$V_w -$ (KN)	9,37	13,00	11,00	12,34	11,98
$V_e +$ (KN)	11,98	12,34	11,00	13,00	9,37

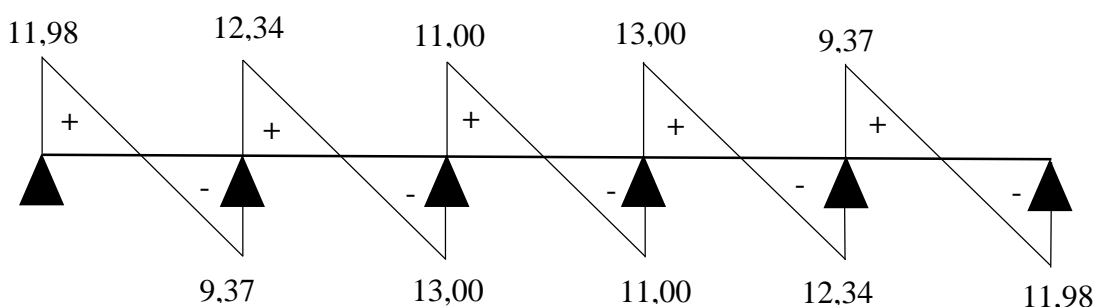


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Plancher étage courant :

Les moments à L'ELU :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	3,05	3,7	3,15	3,7	3,05	
M_o (KN.m)	6,96	10,24	7,42	10,24	6,96	
Appuis	1	2	3	4	5	6
Coefficient-forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
$M_a -$ (KN.m)	1,39	5,12	4,09	4,09	5,12	1,39
M_{t1} (KN.m)	4,17	6,33	3,83	6,33	4,17	
M_{t2} (KN.m)	4,41	/	/	/	4,41	
M_{t3} (KN.m)	/	5,46	3,96	5,46	/	
M_t (KN.m)	4,41	6,33	3,96	6,33	4,41	

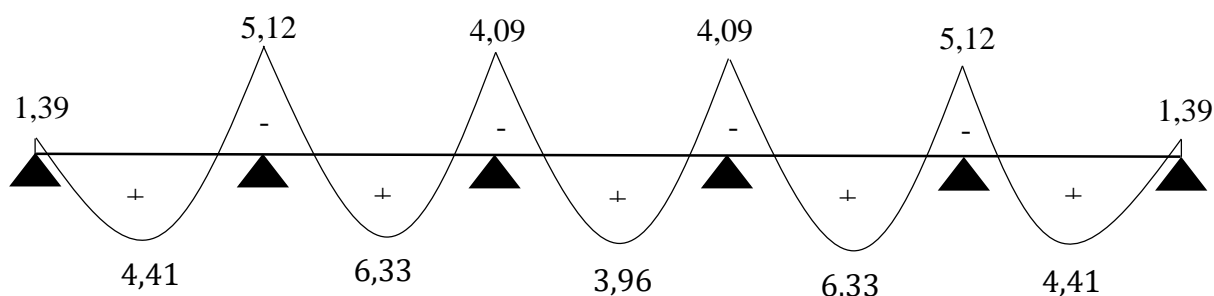


Diagramme de moment à l'ELU

Les moments à L'ELS :

Travée	1	2	3	4	5	
L(m)	3,05	3,7	3,15	3,7	3,05	
M ₀ (KN. m)	5,03	7,40	5,36	7,40	5,03	
Appuis	1	2	3	4	5	6
Coefficient-forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
M _a – (KN. m)	1,01	3,70	2,96	2,96	3,70	1,01
M _{t1} (KN. m)	3,01	4,57	2,77	4,57	3,01	
M _{t2} (KN. m)	3,19	/	/	/	3,19	
M _{t3} (KN. m)	/	3,95	2,86	3,95	/	
M _t (KN. m)	3,19	4,57	2,86	4,57	3,19	

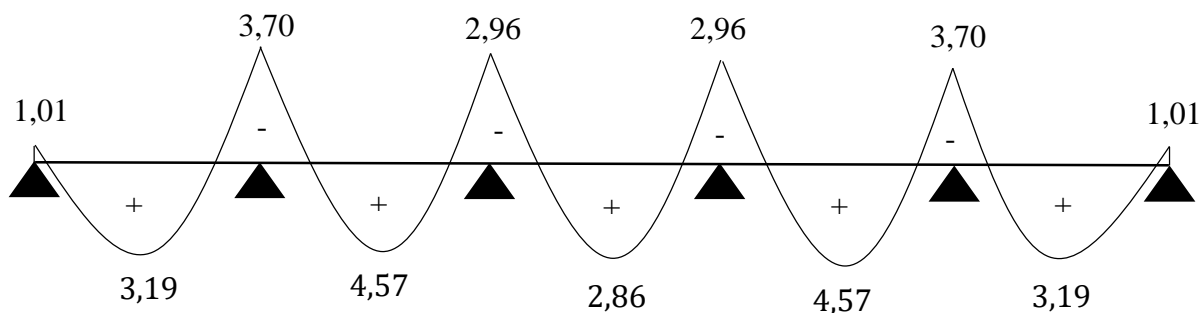


Diagramme de moment à l'ELS

Effort tranchant :

Travée	1	2	3	4	5
L(m)	3,05	3,70	3,15	3,7	3,05
M _t (KN. m)	4,41	6,33	3,96	6,33	4,41
M _w (KN. m)	1,39	5,12	4,09	4,09	5,12
M _e (KN. m)	5,12	4,09	4,09	5,12	1,39
a(m)	1,34	1,89	1,58	1,81	1,71
b(m)	1,71	1,81	1,58	1,89	1,34
V _w – (KN)	8,68	12,11	10,19	11,52	11,15
V _e + (KN)	11,15	11,52	10,19	12,11	8,68

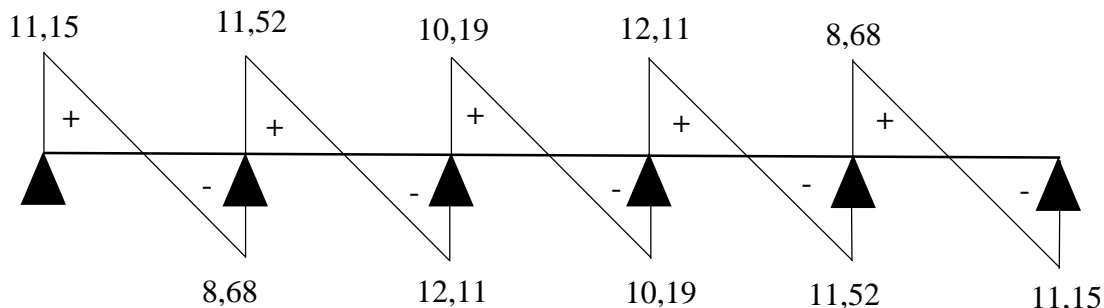


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Combinaison	ELU	ELS
Le moment en travée	$M_{travée}^u = 11,22 \text{ KN.m}$	$M_{travée}^{ser} = 7,88 \text{ KN.m}$
Le moment sur appui	$M_{Appuis}^u = 8,04 \text{ KN.m}$	$M_{Appuis}^{ser} = 5,64 \text{ KN.m}$
L'effort tranchant	$T_{u \max} = 20,38 \text{ KN}$	

III.5.3.4 Calcul les armatures longitudinales de poutrelle flexion simple à l'ELU :

$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; F_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$

En travée :

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée maximal : $M_{travée}^u = 11,22 \text{ KN.m}$

- **Calcul de moment équilibré par la table de compression :**

$$M_t = \mu_0 \cdot b \cdot d^2 \cdot F_{bc}$$

Avec :

Le moment réduit :

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

Position de l'axe neutre : $\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{0,04}{0,18} = 0,222$ $0,166 \leq \alpha_0 = 0,222 \leq 0,259$

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

$$\mu_0 = 0,155$$

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

$$\Rightarrow M_t = 0,046 \text{ MN.m} = 46,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée}^u = 11,22 \text{ KN.m} < M_t = 46,3 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table compression, elle n'est pas entièrement comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

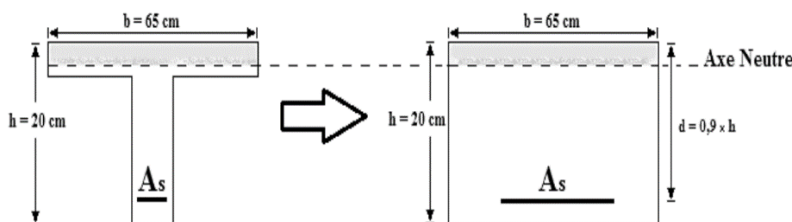


Figure III.15 section T et section rectangulaire

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{bd^2f_{bc}} = \frac{11,22 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = \mathbf{0,037} < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\mu = 0,037 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

➤ Section fictives :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) = 0,047 \quad \beta_u = 0,0376$$

$$A_s = \frac{0,0384 \times 65 \times 18 \times 14,2}{348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA10 $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$**

Sur appuis :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire
($b \times h$) = (10 × 20) cm²

$$M_{Appuis}^u = \mathbf{8,04 \text{ KN.m}}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

A l'ELU :

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{Appuis}^u}{bd^2f_{bc}} = \frac{8,04 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = \mathbf{0,175} < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\mu = 0,175 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

➤ Section fictives :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,175} \right) = 0,242 \quad \beta_u = 0,194$$

$$A_s = \frac{0,194 \times 10 \times 18 \times 14,2}{348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA12 As = 2,26 cm²**

Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$

En travée :

$$A_{s_{\min}} = \left[0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s_{\min}} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{adopte}}} = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis :

$$A_{s_{\min}} = \left[0,23 \times 10 \times 18 \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s_{\min}} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{adopte}}} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3.5 Vérification A L'ELS :

En travée : (section en T) a)

1. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = K \times y$$

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

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

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

$$10y^2 + 510,8y - 2154,4 = 0$$

$$y = \mathbf{3,91 \text{ cm}}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + ((b - b_0)h_0) \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] \quad A_s' = 0$$

$$I = \frac{(0,10 \times 0,0391^3)}{3} + \frac{(0,65 - 0,10)0,04^3}{12} + ((0,65 - 0,10)0,04) \left(0,0391 - \frac{0,04}{2}\right)^2 + 15[2,36 \times 10^{-4}(0,18 - 0,0391)^2] \quad A_s'=0$$

$$I = 7,83 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7,88 \times 10^{-3}}{7,83 \times 10^{-5}} = 100,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 100,63 \times 0,0391 = 3,93 \text{ MPa}$$

Donc : 3,93 MPa < 15 MPa → Condition vérifiée.

Sur appui : (section rectangulaire)

2. Contraintes de compression dans le béton :

Le centre de gravité :

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

$$y = \frac{15 \times (2,26 \times 10^{-4})}{0,10} \left[\sqrt{1 + \frac{0,10(0,18 \times 2,26 \times 10^{-4})}{7,5 \times 2,26 \times 10^{-4^2}}} - 1 \right] = 0,081 \text{ m}$$

Le moment d'inertie :

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

$$I = \frac{0,10 \times 0,081^3}{3} + 15[2,26 \times 10^{-4}(0,18 - 0,081)^2] = 5,094 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Les contraintes :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = K \times y$$

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5,64 \times 10^{-3}}{5,094 \times 10^{-5}} = 110,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 110,72 \times 0,081 = 8,96 \text{ MPa}$$

Donc : 8,96 MPa < 15 MPa → Condition vérifiée.

III.5.3.6 Vérification de la condition de cisaillement :

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

$$T_{u \max} = 20,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,38 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 1,13 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \text{La fissuration est peu préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min [3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$1,13 \text{ MPa} < 3,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.5.3.7 Vérification de cisaillement au niveau de jonction (table-nervures) :

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

$$\tau_u' = \frac{T_{u \max} \times b'}{0,9 \times b \times d \times h_0}$$

$$b' = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0,65 - 0,1}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u' = \frac{20,38 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } 1,33 \text{ MPa} < 3,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.5.3.8 Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99)

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

$$7. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,0540 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{CNV}$$

$$8. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_{o \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,0540 \geq \frac{1}{10} \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_{o \text{ ser}}} = 0,07 \Rightarrow \text{CNV}$$

$$9. \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,1}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 2,01 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \Rightarrow \text{CV}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc on procède au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{348} \frac{q_s \times l^2}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} : la flèche admissible

$$E_v : \text{module de déformation différée } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \Rightarrow 3700^3 \sqrt{25}$$

$$E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

I: Inertie fissuré de la section pour les charges de longue durée est donné par la formule suivante :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + (0,4 \times \mu \times \lambda_v)}$$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(0,4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0 \right]$$

ρ : Est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Calcul des paramètres :

La position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_s \times d)$$

$$S_{xx'} = 10 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 10) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,36 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3077,2 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_s)$$

$$b_0 = (10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + (15 \times 2,36)$$

$$b_0 = 455,4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{b_0} = \frac{3077,2}{455,4} = 6,75 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6,75 = 13,25 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15A_s(V_2 - c)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{10}{3} (6,75^3 + 13,25^3) + (65 - 10) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(6,75 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2,36(13,25 - 2)^2 \right]$$

$$I_0 = 18514,96 \text{ cm}^2$$

Calcul de coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,013$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho} = \lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 10}{65}\right) \times 0,013} = 1,3125$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(0,4 \times 0,013 \times 348) + 2,1}; 0 \right] = (0,82; 0)$$

$$\mu = 0,82$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + (0,4 \times \mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 18514,96}{1 + (0,4 \times 0,82 \times 1,3125)} = 14237,29 \text{ cm}^2$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{5}{348} \frac{4,327 \times (3,7)^2}{10818,86 \times 10^3 \times 14237,29 \times 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{370}{500}$$

$$f = 0,000552\text{m} \leq \bar{f} = 0,74 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

Calcul les armatures transversales de poutrelle :

Diamètre : il faut vérifier $\phi_{tr} \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$

$$\phi_{tr} \leq \min\left(\frac{20}{35}, 1; \frac{10}{10}\right)$$

$$\phi_{tr} \leq \min(0,57, 1; 1)$$

$$\phi_{tr} \leq 0,57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } \phi_{tr} = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

$$A_t = \mathbf{1\phi 8} = \mathbf{0,50 \text{ cm}^2}$$

Espacement :

D'après le RPA99/V2003 : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$

$$S_t \leq \frac{0,50}{0,003 \times 10} = 16,66 \text{ cm}$$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{20}{4}; 12 \times 1\right) = \min(5; 12) = 5 \text{ cm}$$

$S_t \leq 5 \text{ cm}$ Et $S_t \leq 16,66 \text{ cm}$ donc on prend $S_t = 5 \text{ cm}$

Dans la zone courant :

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

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Et $S_t \leq 16,66 \text{ cm}$ donc on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Longueur de la zone nodale :

$$\text{D'après le RPA99/V2003} \rightarrow L = 2 \times h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :

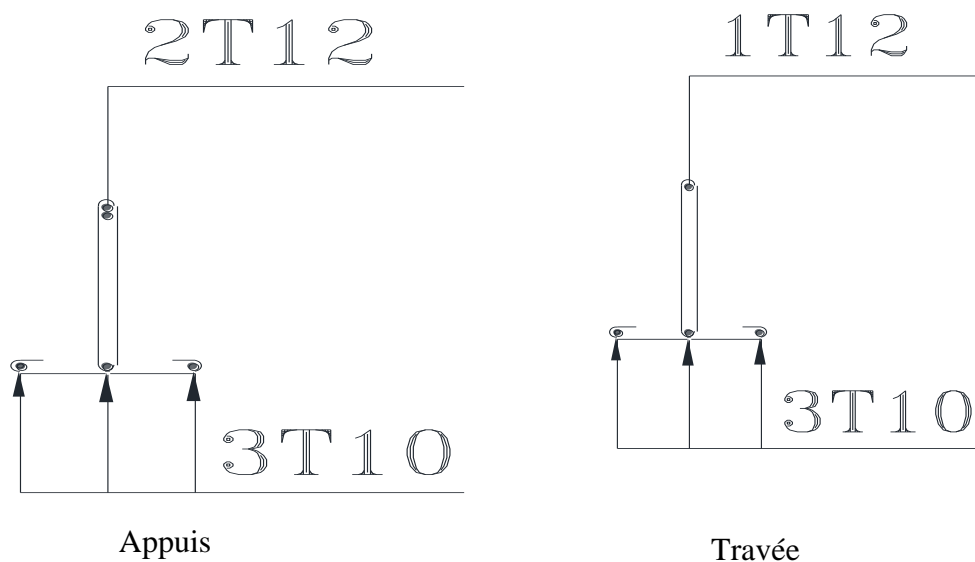
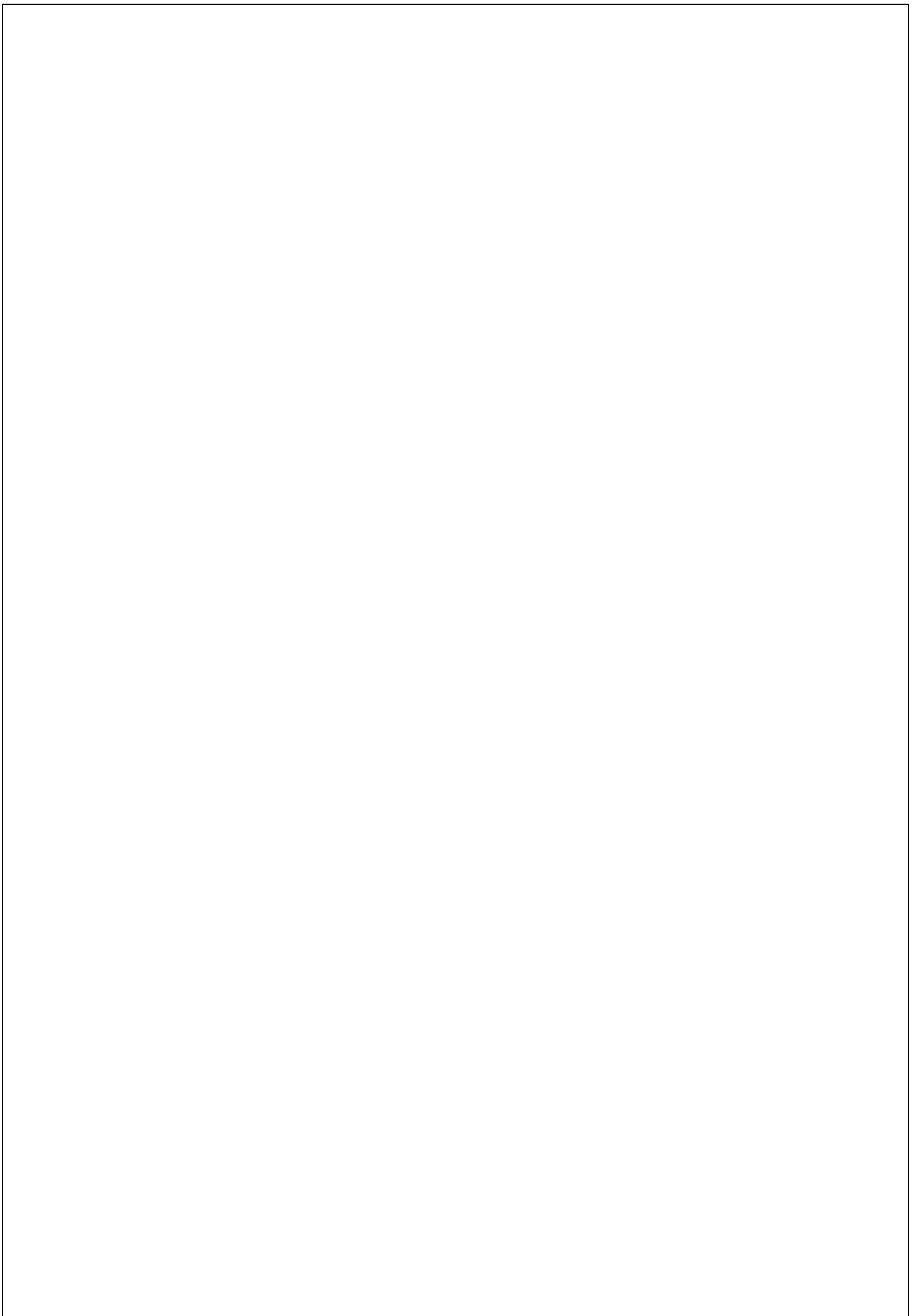


Figure III.16 Schéma de ferrailage du plancher

Chapitre 4 :

Étude dynamique et sismique



IV. Étude dynamique et sismique :

IV.1 Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses. Ainsi pour un chargement dynamique on a recours à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV.2 Étude dynamique :

IV.2.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.3 La Modélisation :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit Refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à avoir : la masse, la rigidité, l'amortissement et la réponse.

Une des méthodes de modélisation est la modélisation eue éléments finis. Elle consiste à discrétisée la structure eu plusieurs éléments, les inconnues sont déterminée au niveau des nœuds. A l'aide de fonction d'interpolation on balaie l'élément puis la structure.

IV.3.1 PRESENTATION DE LOGICIEL :

Description générale du logiciel ROBOT 2016 :

Le logiciel Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

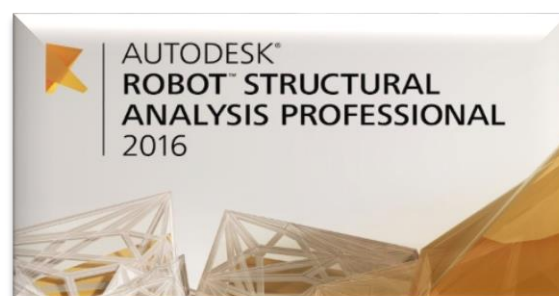


Figure IV.1 Logiciel de modélisation

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (poteaux, poutres, plancher, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement. Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_{xdyn} et V_{ydn}).

IV.4 Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 modifié en 2003 » [2]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la force sismique :

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

IV.4.1 La méthode statique équivalente :

(RPA99/Version2003 Art 4.2)

▪ Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Ces forces sismiques horizontales équivalentes sont considérées appliquées successivement suivant les deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

▪ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé seul le mode fondamentale de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

▪ Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

Si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.

Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage IIa)

IV.4.2 Méthode dynamique modale spectrale :

(RPA99/Version2003 Art 4.3)

▪ Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de

calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

▪ **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

1- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2- planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

4- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

5- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

Donc elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

IV.4.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

• Principe :

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogrammes et impose en pratique l'usage de l'ordinateur. La structure est supposée soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogrammes. Elle est représentée par un modèle dont on calcul la matrice de raideur, la matrice des masses M et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

• **Domaine d'application :** Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié. Notre bâtiment n'est pas régulier en élévation et ne satisfait pas la condition "b", ce qui nous a conduit à utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.5 Choix de la méthode de calcul :

IV.5.1 La méthode statique équivalente :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II-a et à 30 m en zone II-b et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.6 Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

Un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

IV.6.1 Classification des zones sismiques : ... (RPA99/Version2003 Art 3.1)

Le territoire national est divisé en cinq (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

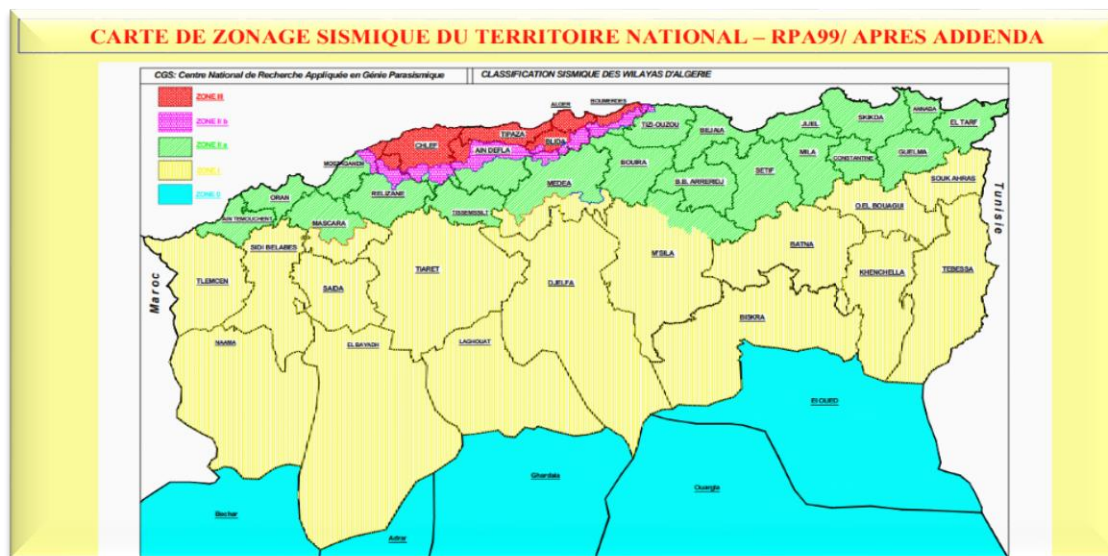


Figure IV.2 Carte de zonage sismique du territoire nationale

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Skikda donc en **zone IIa (sismicité moyenne)**

IV.6.2 Classification des ouvrages selon leur importance : (RPA99/Version2003Art3.2)

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Les listes décrites ci-dessous sont nécessairement incomplètes. Cependant, elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis à vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance
- Dans notre ouvrage (Bâtiment d'habitation + Commercial) ⇒ **Groupe 2**

IV.6.3 Classification des sites ... (RPA99/Version2003 Art 3.3)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui constituent :

❖ Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) \geq à 800m/s.

❖ Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

❖ Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

❖ Catégorie S4 (site très meuble) :

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dans notre cas on a le **site 3**

Caté-gorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥ 800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 - < 800$
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	$\geq 200 - < 400$
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥ 100 <200

Tableau IV.1 Classification des sites

IV.6.4 Classification des systèmes de contreventement : (RPA99/Version2003 Art 3.4)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3 (RPA 99/V2003)).

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

D	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Tableau IV.2 Classification des systèmes de contreventement

IV.7 Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

IV.7.1 Centre de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_{CM} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ Et } Y_{CM} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i .

X_i, Y_i : Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Étage	Centre de masse	
	$X_{CM}(m)$	$Y_{CM}(m)$
RDC	9,08	5,39
1	9,08	5,42
2	9,08	5,42
3	9,08	5,42
4	9,08	5,42
5	9,08	5,50

Tableau IV.3 Centre de masse de chaque étage

IV.7.2 Centre de rigidité (torsion) :

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux .en générale deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus, les efforts horizontaux (séisme, vent ...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subi une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $(\pm 0,05L)$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$X_{Ct} = \frac{\sum L_{xi} X_i}{\sum L_i} \text{ Et } Y_{Ct} = \frac{\sum L_{yi} Y_i}{\sum L_i}$$

Étage	Centre de rigidité (torsion)	
	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)
RDC	9,07	5,24
1	9,07	5,23
2	9,07	5,22
3	9,07	5,22
4	9,07	5,22
5	9,08	5,39

Tableau IV.4 Centre de torsion de chaque étage

IV.7.3 Excentricité :

❖ **Excentricité théorique (statique) :**

C'est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit

$$e_{tx} = |X_{CM} - X_{CT}| \quad e_{ty} = |Y_{CM} - Y_{CT}|$$

❖ **Excentricité accidentelle ...**

(RPA99/Version2003 Art 4.2.7)

La réglementation parasismique Algérienne impose de considérer une excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension en plan du niveau considéré

$$e_{ax} = 0,05 L_x \quad e_{ay} = 0,05 L_y$$

Étage	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	e _{tx}	e _{ty}	e _{ax}	e _{ay}
RDC	0,00	0,15	0,9075	0,5875
1	0,00	0,19	0,9075	0,5875
2	0,00	0,20	0,9075	0,5875
3	0,00	0,20	0,9075	0,5875
4	0,00	0,20	0,9075	0,5875
5	0,00	0,11	0,9075	0,5875

Tableau IV.5 Excentricité statique et accidentelle

Excentricité retenue Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prend le cas le plus défavorable :

$$e_x = |e_{tx} + e_{ax}|$$

$$e_x = |e_{tx} - e_{ax}|$$

$$e_y = |e_{ty} + e_{ay}|$$

$$e_y = |e_{ty} - e_{ay}|$$

Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes :

- Pour pallier les erreurs de calcul de centre de gravité des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier les erreurs d'exécution.

Étage	$e_x = e_{tx} + e_{ax} $	$e_x = e_{tx} - e_{ax} $	$e_y = e_{ty} + e_{ay} $	$e_y = e_{ty} - e_{ay} $	ex à retenir (m)	ey à retenir (m)
RDC	0,9075	0,9075	0,7375	0,4375	0,9075	0,7375
1	0,9075	0,9075	0,7775	0,3975	0,9075	0,7775
2	0,9075	0,9075	0,7875	0,3875	0,9075	0,7875
3	0,9075	0,9075	0,7875	0,3875	0,9075	0,7875
4	0,9075	0,9075	0,7875	0,3875	0,9075	0,7875
5	0,9075	0,9075	0,6975	0,4775	0,9075	0,6975

Tableau IV.6 Excentricité Retenue.

IV.8 Calcul par la méthode statique équivalent :

IV.8.1 Calcul de la force sismique totale v : (RPA99/Version2003 Art 4.2.3)

a) Le coefficient d'accélération de la zone :

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV.7 coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1. RPA)

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone sismique IIa, donc $A = 0,15$

b) Le coefficient de comportement global de la structure :

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles, Donc $R = 3,5$.

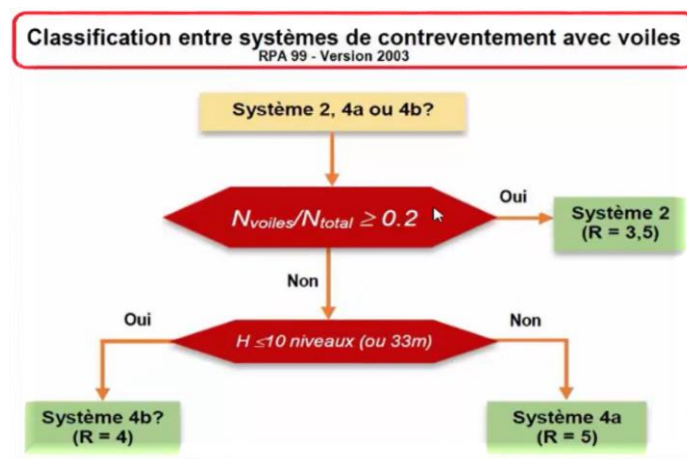


Figure IV.3 Organigramme de justification du coefficient R

c) Le facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4. RPA 99/Version 2003) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

critère q	observée (o/n)	Pq/xx	observée (o/n)	Pq/yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
Redondance en plan	oui	0	non	0,05
Régularité en plan	oui	0	oui	0
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05	non	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	non	0,10	non	0,10

Tableau IV.8 Facteur de qualité

$$Q_{xx} = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$Q_{yy} = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,25$$

d) La période caractéristique associée à la catégorie du site :

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003 :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1sec}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2sec}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.9 Valeurs de T1 et T2 (Tableau 4.7. RPA)

Dans notre cas de site 03 on a : **T₁ = 0,15s** et **T₂ = 0,50s**

e) La période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

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

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de RPA 99/V2003.

f) Le facteur d'amplification dynamique moyenne :

Le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \rightarrow \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \rightarrow \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \rightarrow \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec η le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on a un système de contreventement portique plus voile donc on prend la moyenne d'après le tableau (4.2) **RPA99/2003** donc :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.10 Valeur d'amortissement Tableau 4.2 RPA

Le type de structure est voiles ou murs donc $\xi = 10 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,76 \geq 0,7$$

IV.8.2 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire de faire les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements inter-étage.
- Vérification des déplacements en tête.
- Vérification vis à vis de l'effet P- Δ .
- Vérification de l'effort normal réduit de compression

IV.8.2.1 Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

Le bâtiment a des réponses différentes suivant les modes. Il faut notamment cibler les modes qui mobilisent plus de masse en premier lieu et en suite les modes qui mobilisent la masse du bâtiment dans les deux directions ce qui signifie que la structure est sollicitée en torsion.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Comportement
1	1,74	0,57	74,77	0,00	0,00	Translation suivant l'axe X
2	1,95	0,51	0,00	71,38	0,00	Translation suivant l'axe Y
3	2,61	0,38	0,10	0,00	0,00	Rotation autour de l'axe Z

Tableau IV.11 Comportement des trois premiers modes

Mode 1 : (mode de translation selon l'axe X)

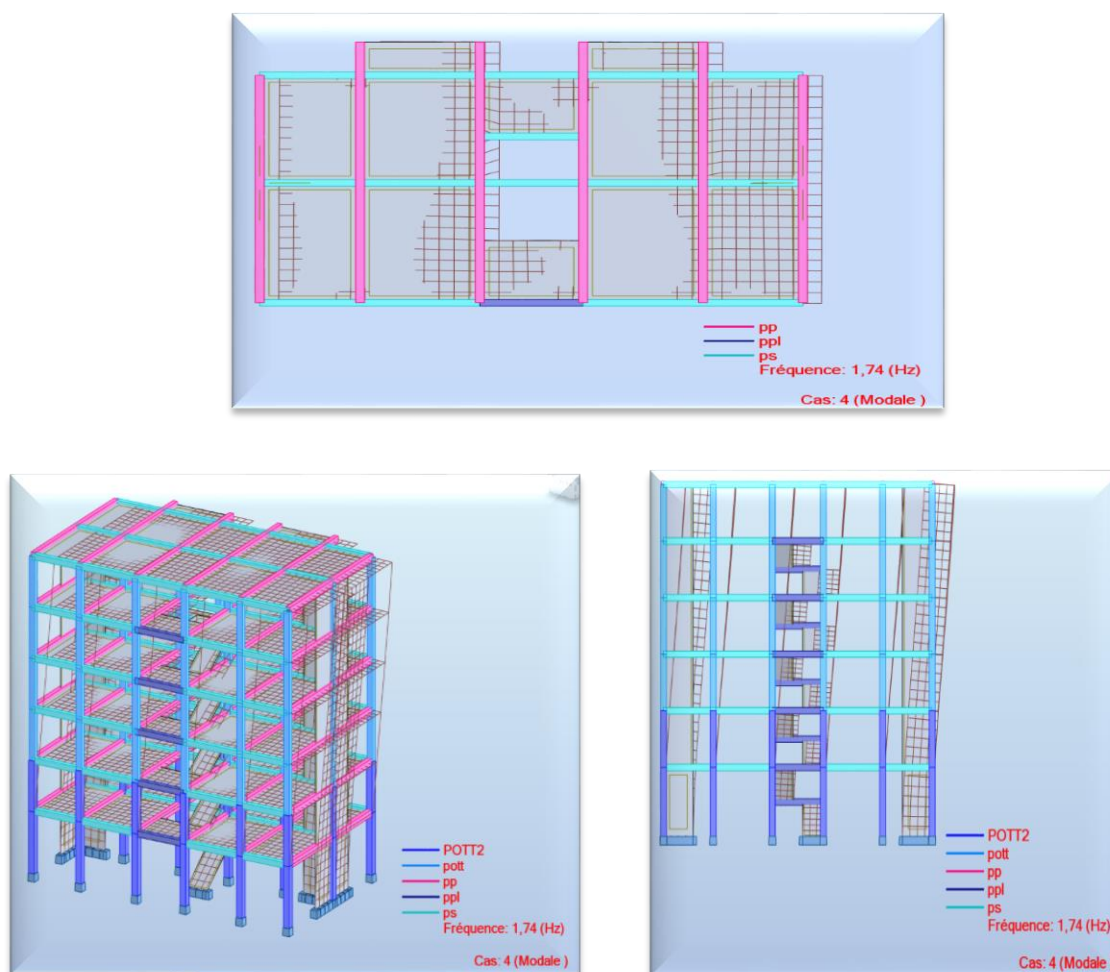


Figure IV.4 Comportement du 1er mode

Mode 2 : (mode de translation selon l'axe Y)

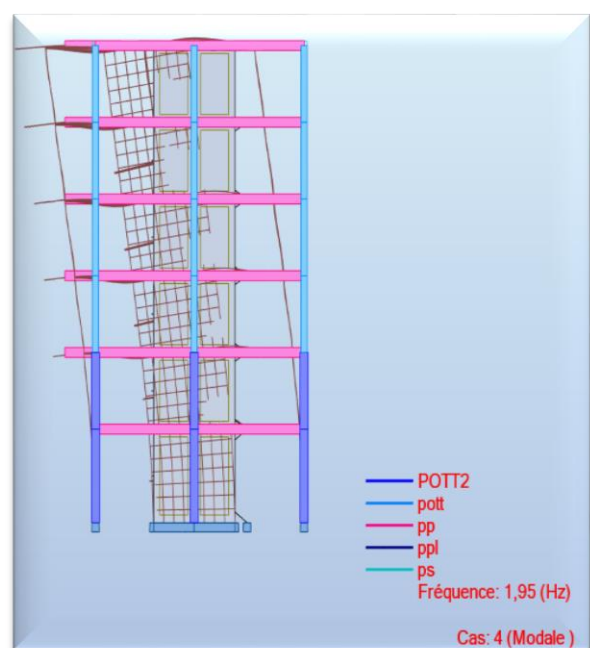
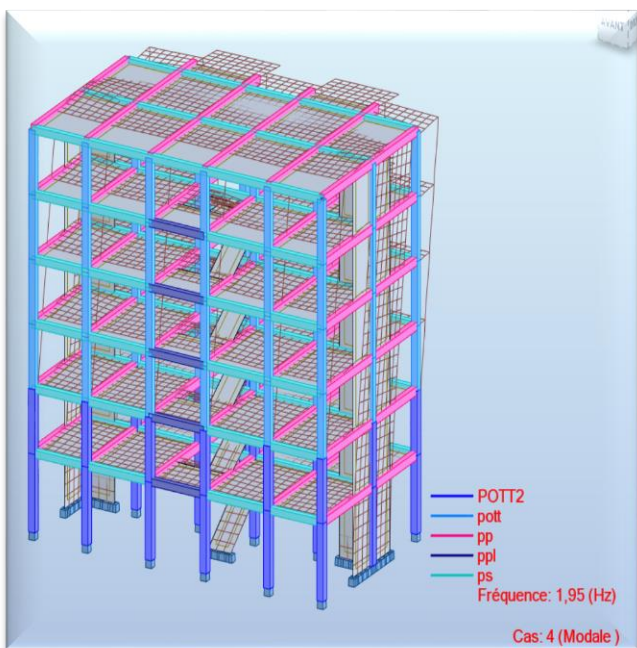
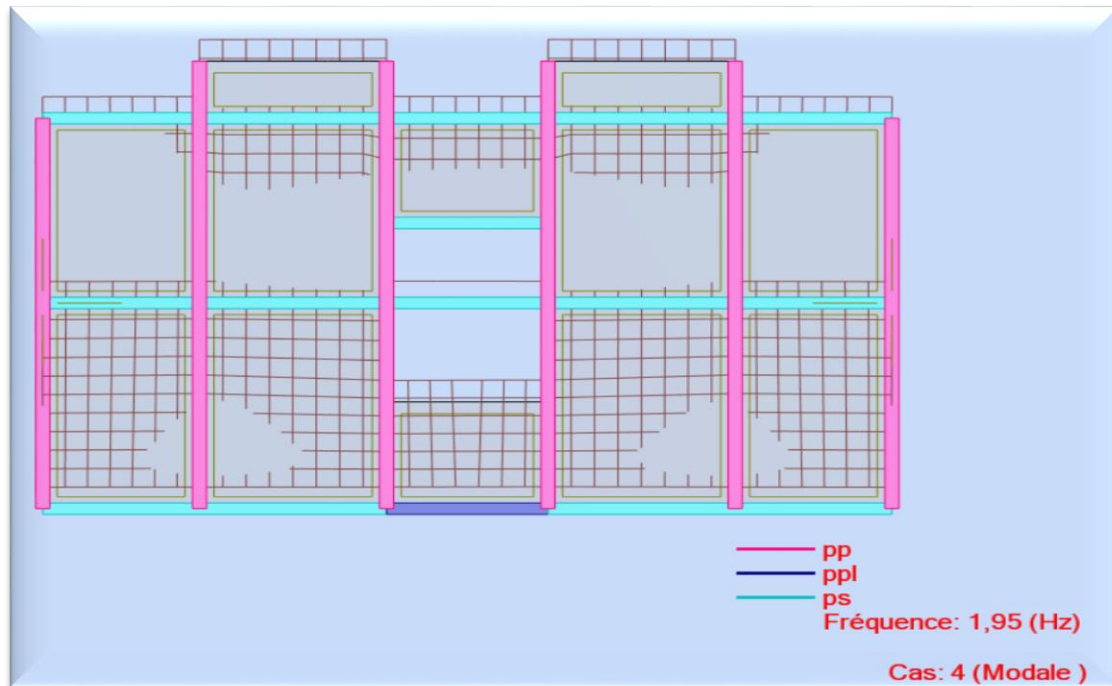


Figure IV.5 Comportement du 2eme mode

Mode 3 : (mode de torsion selon l'axe Z)

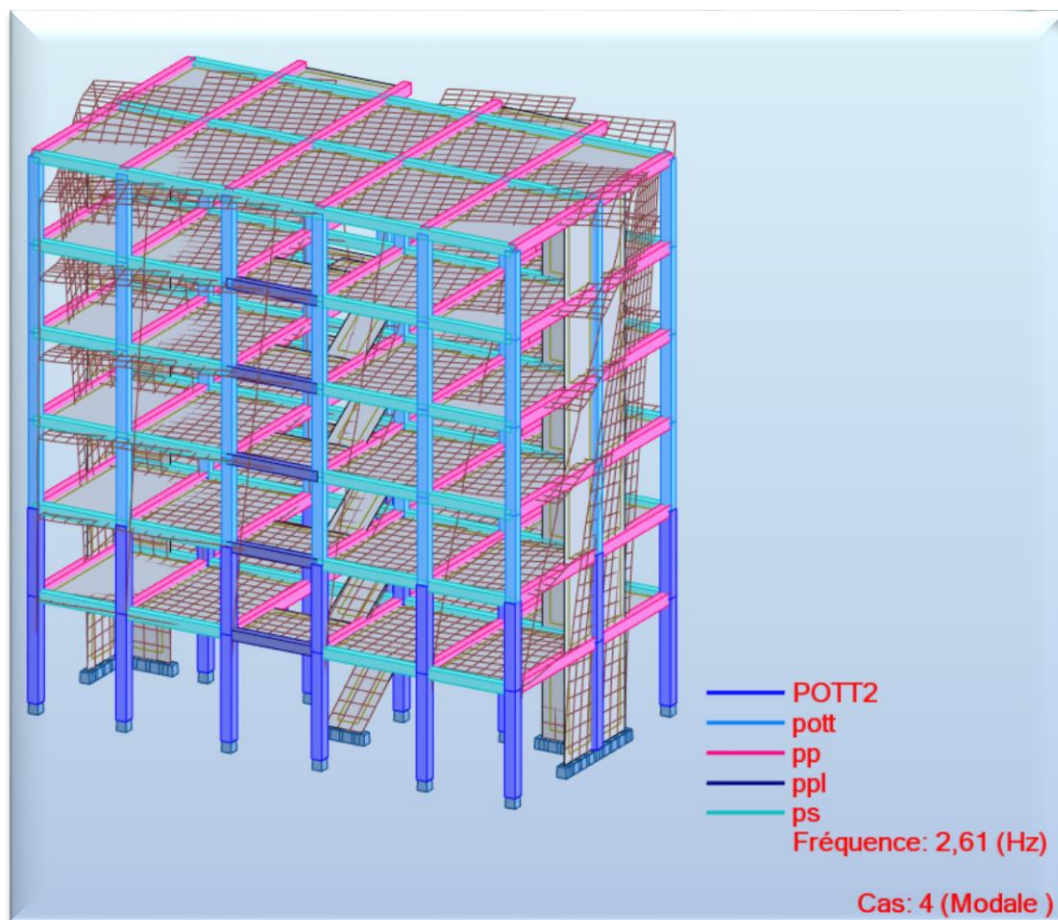
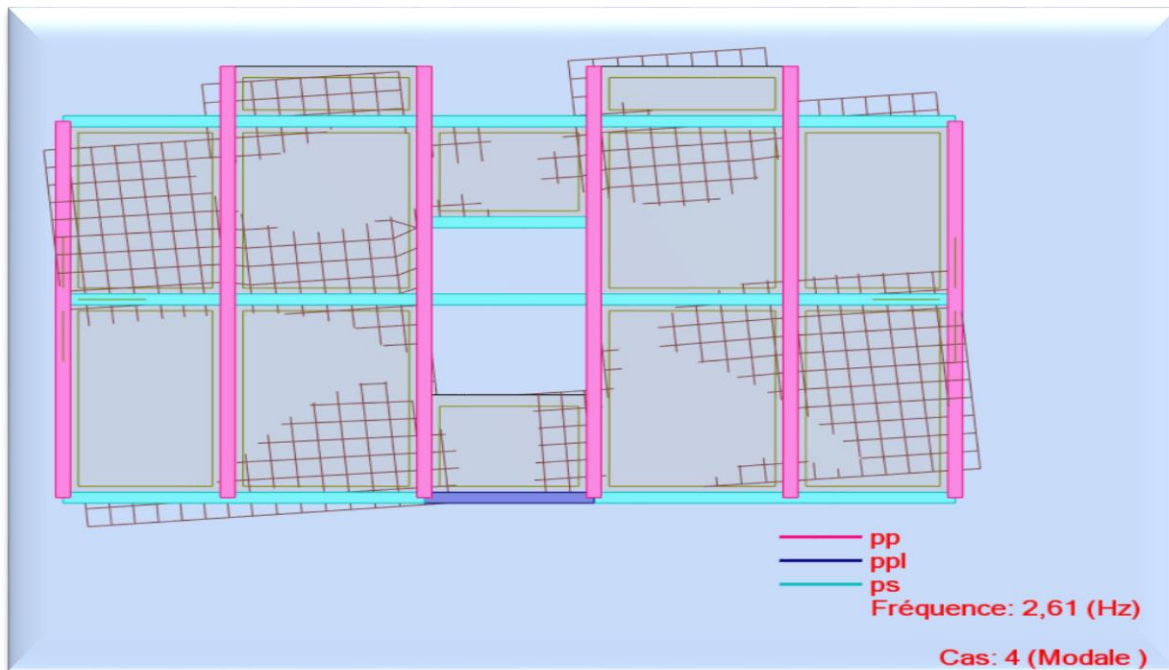


Figure IV.6 Comportement du 3eme mode

IV.8.2.2 Vérification de la participation massique :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $TK \leq 0,2$ sec

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

K : Nombre des modes.

(RPA99/Version2003 Art 4.3.4)

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées Ux [%]	Masses Cumulées Uy [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	1,74	0,57	74,77	0,00	0,00
2	1,95	0,51	74,77	71,38	0,00
3	2,61	0,38	74,88	71,38	0,00
4	6,12	0,16	90,80	71,38	0,00
5	7,29	0,14	90,80	86,08	0,36
6	7,68	0,13	90,80	86,95	9,42
7	7,84	0,13	90,80	86,96	9,42
8	7,87	0,13	90,80	87,80	9,55
9	8,04	0,12	90,80	87,90	9,55
10	8,13	0,12	90,80	89,60	10,01
11	8,82	0,11	90,80	89,61	15,05
12	9,32	0,11	90,81	89,61	15,05
13	9,71	0,10	90,81	89,61	43,59
14	10,33	0,10	90,81	89,62	45,51
15	10,44	0,10	90,89	89,62	45,51
16	10,71	0,09	90,90	89,62	45,52
17	10,96	0,09	90,90	89,63	45,76
18	11,13	0,09	90,90	89,65	46,08
19	11,28	0,09	90,91	89,71	46,36
20	11,39	0,09	90,91	89,74	46,47

Tableau IV.12 Vérification de la participation massique

La structure a dissipé plus de 90 % de l'énergie stockée au 10ème mode dans le sens x mais

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

$$K = 20 \geq 3\sqrt{6}$$

20 > 7,34 ... Condition vérifiée

$$T_K \leq 0,2 \text{ sec}$$

$$T_K = 0,09 < 0,2 \text{ sec} \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.8.2.3 Evaluation de la force sismique totale de la structure :

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (RPA99/Version2003 Art 4.3.6)

Donc, il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 0,8$

a) Calcul de la force sismique totale v par la méthode statique équivalente (MSE) :

D'après (Art.4.2.3 : RPA 99/ V2003), la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec :

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient de comportement global de la structure. $R = 3,5$

Q : facteur de qualité. $Q_x = 1,20$; $Q_y = 1,25$

W : poids total de la structure $W = 1416068,84 \text{ kg}$

Estimation de la période fondamentale de la structure : (RPA99/Version2003 Art 4.2.4)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. Par la formule empirique :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 de RPA99/Version 2003).

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 3,74 + 3,06 \times 5$$

$$h_N = 19,04 \text{ m}$$

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau 4.6 de RPA 99/V2003 :

$$C_T = 0,05 \text{ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)}$$

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

$$D_x = 18,15 \text{ m} \quad D_y = 10,25 \text{ m}$$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0,05 \times 19,04^{\frac{3}{4}} = 0,46 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 19,04}{\sqrt{18,15}} = 0,40 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 19,04}{\sqrt{10,25}} = 0,54 \text{ sec}$$

Donc :

$$T_{\text{empirique}} = \min(0,46 ; 0,40) = 0,40 \text{ sec}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min(0,46 ; 0,54) = 0,46 \text{ sec}$$

- **Par la méthode analytique (analyse modale) :**

$$T_{\text{analytique}} = 0,57 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,51 \text{ sec}$$

Les valeurs de T calculés à partir des méthodes numériques (analytique) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

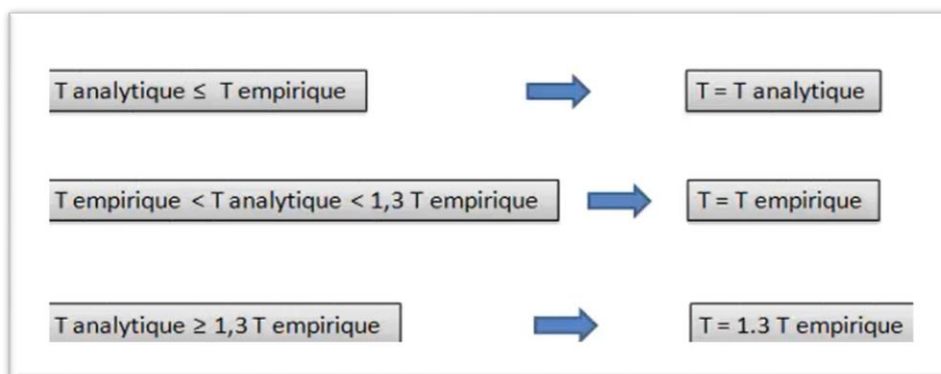


Figure IV.7 formules empiriques appropriées de plus de 30 %

Sens-x :

$$T_{\text{xempirique}} = 0,40 \text{ sec}$$

$$1,3 T_{\text{xempirique}} = 0,52 \text{ sec}$$

$$T_{\text{xanalytique}} = 0,57 \text{ sec}$$

$$T_{\text{xanalytique}} > 1,3 T_{\text{xempirique}} \text{ Donc : } T_x = 1,3 T_{\text{xempirique}} = \mathbf{0,52 \text{ sec}}$$

Sens-y :

$$T_{\text{yempirique}} = 0,46 \text{ sec}$$

$$1,3 T_{\text{yempirique}} = 0,60 \text{ sec}$$

$$T_{\text{yanalytique}} = 0,51 \text{ sec}$$

$$T_{\text{yempirique}} < T_{\text{yanalytique}} < 1,3 T_{\text{yempirique}} \Rightarrow 0,46 < 0,51 < 0,60$$

Donc :

$$T_y = T_{\text{yempirique}} = \mathbf{0,46 \text{ sec}}$$

- **Calculer le Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Suivant X :

$$\text{On a } 0,50 \leq 0,52 \leq 3,0 \text{ sec}$$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,50}{0,52}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,85$$

Suivant Y :

$$\text{On a } 0 < T_y = 0,46 \text{ sec} < 0,50 \text{ sec}$$

$$D_y = 2,5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,9$$

Poids total de la structure (W) : W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau(i) :

$$w = \sum_{i=1}^n w_i$$

$$w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Avec :

w_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

w_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de RPA99/Version 2003. Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitant β .

À l'aide d'Autodesk robot Analysais professionnelle 2021, le poids total de la structure :

$$W = 1416068,84 \text{ kg} = 14160,68 \text{ KN}$$

Résumé des résultats :

Paramètres	A	R	Q_x	Q_y	D_x	D_y	W(KN)
Valeur	0,15	3,5	1,2	1,25	1,85	1,9	14160,68

Tableau IV.13 Résumé des résultats

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,85 \times 1,2}{3,5} \times 14160,68 = 1347,28 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,25}{3,5} \times 14160,68 = 1441,35 \text{ KN}$$

À l'aide d'Autodesk robot Analysais professionnelle 2021, La force sismique à la base V_t :

$$V_{tx} = 1186,47 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 1280,73 \text{ KN}$$

	V(KN)	V_t (KN)	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0,8$
Sens-X	1347,28	1186,47	0,80	Vérifie
Sens-Y	1441,35	1280,73	0,88	Vérifie

Tableau IV.14 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

IV.8.2.4 Vérification de la stabilité au renversement :(RPA99/Version2003 Art 4.4.1)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement. Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation. Le moment de résistant ou de stabilité, M_S , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$

a) Le moment de renversement :

$$M_R = \sum_{i=1}^n M_{Ri} = \sum_{i=1}^n F_{iR} \times h_i$$

F_{iR} : Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i : La hauteur de l'étage par rapport à la base.

b) Le moment stabilisant :

$$M_{Sx} = \sum_{i=1}^n M_{Sxi} = \sum_{i=1}^n W_i \times X_{Gi} \quad M_{Sy} = \sum_{i=1}^n M_{Syi} = \sum_{i=1}^n W_i \times Y_{Gi}$$

X_G Et Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i : la masse du plancher de chaque niveau.

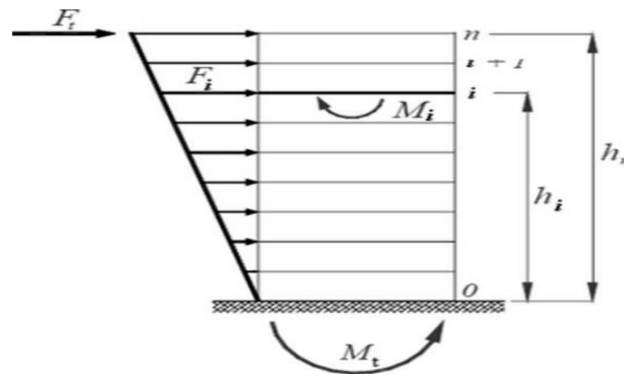


Figure IV.8 Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

• **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

(Art.4.2.5 : RPA 99/ V2003)

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07T_v$ Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_t = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n W_j \times h_j}$$

F_t : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau de plancher quelconque

W_j W_i : Poids revenant aux planchers i, j

$$F_t = \begin{cases} 0,07T_v & \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure. La partie restante de V soit (V -F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la Formule :

$$T_x = 0,52 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,46 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec}$$

Donc : **F_t = 0**

Alors la formule de distribution des forces F_i devient :
$$F_t = \frac{(V-F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n W_j \times h_j}$$

NB : Logiciel Robot Structural Analysais Professional 2021 nous donne les efforts tranchant et non pas les forces sismique, on tire les valeurs des forces sismique des efforts tranchant par la relation $V = \sum F_i$

Le moment de renversement est calculé par les forces sismiques (F1, F2, F3 F6) et non pas par les efforts tranchant, Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Étage	W _i (KN)	h _i (m)	W _i × h _i	F _x (KN)	F _y (KN)	V _{kx} (KN)	V _{ky} (KN)
RDC	2454,3683	3,74	9179,337442	67,95864048	73,3576657	1186,47	1280,73
1	2379,7428	6,8	16182,25104	119,8042656	129,3222054	1118,51	1207,37
2	2324,6327	9,86	22920,87842	169,6932645	183,1746733	998,70	1078,05
3	2324,6327	12,92	30034,25448	222,3566914	240,0219857	829,01	894,87
4	2324,6327	15,98	37147,63055	275,0201183	296,8692981	606,65	654,85
5	2352,6792	19,04	44795,01197	331,6370199	357,9841719	331,63	357,98
Total	14160,6884		160259,3639	1186,47	1280,73		

Tableau IV.15 Distribution de la résultante des forces sismiques

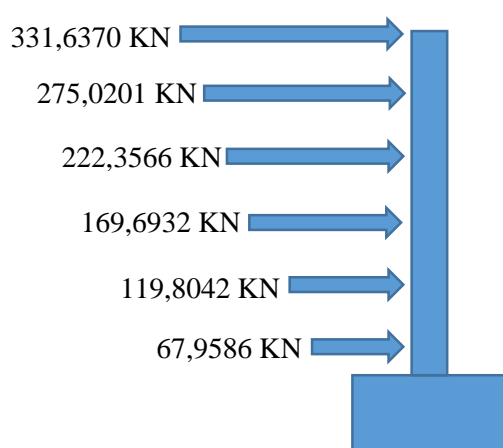


Figure IV.9 Distribution de la force sismique x

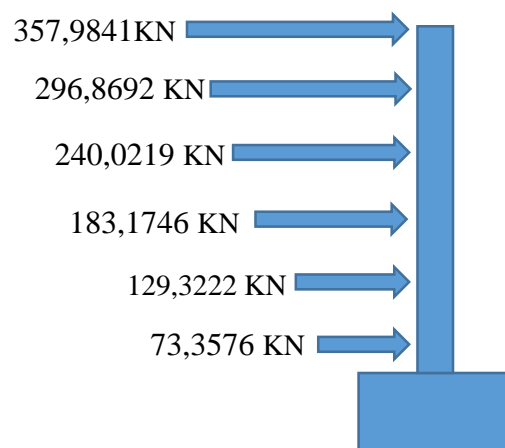


Figure IV.10 Distribution de la force sismique sens y

Étage x	h _i (m)	F _x (KN)	F _y (KN)	M _{Rx} (KN. m)	M _{Ry} (KN. m)
RDC	3,74	67,95864048	73,3576657	254,1653154	274,3576697
1	6,8	119,8042656	129,3222054	814,6690058	879,3909967
2	9,86	169,6932645	183,1746733	1673,175588	1806,102278
3	12,92	222,3566914	240,0219857	2872,848452	3101,084055
4	15,98	275,0201183	296,8692981	4394,82149	4743,971383
5	19,04	331,6370199	357,9841719	6314,368858	6816,018633
				16324,04871	17620,92502

Tableau IV.16 Moment de renversement suivant les deux directions X et Y

Étage-y	h _i (m)	W _i (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	M _{Sx} (KN. m)	M _{Sy} (KN. m)
RDC	3,74	2454,3683	9,225	5,325	22641,54757	13069,5112
1	6,8	2379,7428	9,225	5,975	21953,12733	14218,96323
2	9,86	2324,6327	9,225	5,975	21444,73666	13889,68038
3	12,92	2324,6327	9,225	5,975	21444,73666	13889,68038
4	15,98	2324,6327	9,225	5,975	21444,73666	13889,68038
5	19,04	2352,6792	9,225	5,975	21703,46562	14057,25822
					130632,3505	83014,7738

Tableau IV.17 Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$

	M _S (KN. m)	M _R (KN. m)	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$
Autour de X	130632,3505	16324,04871	8,002447972	Vérifié
Autour de Y	83014,7738	17620,92502	4,711147327	Vérifié

Tableau IV.18 Vérification de la stabilité au renversement

Discussion des résultants :

L'ouvrage est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement $\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$ De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.8.2.5 Vérification des déplacements inter étage :

Le RPA99/V2003 exige la vérification des déplacements latéraux inter-étages entres niveaux, Selon (Art.5.10 : RPA 99/ V2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \bar{\Delta}_k = 1\%h_k$$

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.

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{Art.4.4.3 : RPA 99/ V2003})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R: Coefficient de comportement.

Résultats données pas Autodesk robot Analysais professionnelle 2016.

- Bouton droit, on choisit "tableau", puis on coche "étage".
- Cliquer sur "déplacement"
- Bouton droit "filtre spécial", décocher tout et laisser uniquement U_x et U_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
- 4. Bouton droit "filtre", sélectionner Ex et Ey.
- 5. Relever U_x pour le cas 5 (Ex) et U_y pour le cas 6 (Ey).

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Sens-X

Étage-X	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$
RDC	0,516	0,516	3,74	Vérifié
1	1,241	0,725	3,06	Vérifié
2	2,090	0,850	3,06	Vérifié
3	2,941	0,851	3,06	Vérifié
4	3,736	0,795	3,06	Vérifié
5	4,449	0,714	3,06	Vérifié

Tableau IV.19 Vérification des déplacements inter-étage suivant X

Sens-Y

Étage-Y	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$
RDC	0,376	0,376	3,74	Vérifié
1	0,946	0,571	3,06	Vérifié
2	1,692	0,746	3,06	Vérifié
3	2,489	0,797	3,06	Vérifié
4	3,275	0,786	3,06	Vérifié
5	4,046	0,770	3,06	Vérifié

Tableau IV.20 Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

IV.8.2.6 Vérification des déplacements en tête :

$$\delta_{\text{limite}} = \frac{\text{Hauteur de bâtiment}}{250} = \frac{3,74 + 3,06 \times 5}{250} = 0,07616 \text{ m} = 7,61 \text{ cm}$$

	δ_k (cm)	δ_{limite} (cm)	$\delta_k \leq \delta_{\text{limite}}$
Sens X	4,449	7,616	C.V
Sens-Y	4,046	7,616	C.V

Tableau IV.21 Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions

IV.8.2.7 Justification vis à vis de l'effet P-Δ : (RPA99/Version2003 Art 5.9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow \sum_{i+k}^n (W_{Gi} + 0,2W_{Qi})$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k" $\Rightarrow V_k = \sum_{i+k}^n F_i$

L'effet P représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

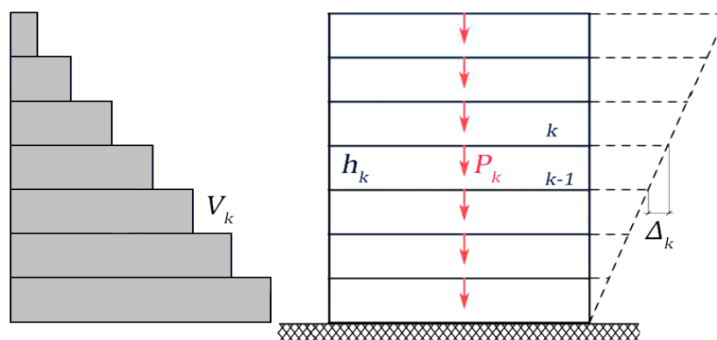


Figure IV.11 L'effet P-Δ

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si: $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
-

Sens-X

Étage X	W_i (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ
RDC	2454,3683	14160,6884	0,516	1186,47	374	0,016466667
1	2379,7428	11706,3201	0,725	1118,51136	306	0,024796854
2	2324,6327	9326,5773	0,850	998,707094	306	0,025940698
3	2324,6327	7001,9446	0,851	829,0138295	306	0,023489027
4	2324,6327	4677,3119	0,795	606,6571381	306	0,02003082
5	2352,6792	2352,6792	0,714	331,6370199	306	0,016552992

Tableau IV.22 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant X

Sens-Y

Étage Y	W_i (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ
RDC	2454,3683	14160,6884	0,376	1280,73	374	0,011115859
1	2379,7428	11706,3201	0,571	1207,372334	306	0,018092303
2	2324,6327	9326,5773	0,746	1078,050129	306	0,021091173
3	2324,6327	7001,9446	0,797	894,8754556	306	0,020379474
4	2324,6327	4677,3119	0,786	654,85347	306	0,018346504
5	2352,6792	2352,6792	0,770	357,9841719	306	0,016537436

Tableau IV.23 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant Y

On a : $\theta_k < 0,10$ pour chaque niveau k et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV.8.2.8 Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0,3$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Étage	N_d	B_c	F_{c28}	ν	$\nu \leq 0,3$
RDC	1162,70	40 × 40	25	0,29	Vérifie
1	983,44	40 × 40	25	0,24	Vérifie
2	784,47	30 × 40	25	0,26	Vérifie
3	592,19	30 × 40	25	0,19	Vérifie
4	398,23	30 × 40	25	0,13	Vérifie
5	201,29	30 × 40	25	0,06	Vérifie

Tableau IV.24 Vérification de l'effort normal réduit

❖ Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Élément	Section (cm ²)
Poutre principale	30 × 40
Poutre secondaire	30 × 35

Tableau IV.25 Dimensions finales des poutres

Élément	Section (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	40 × 40
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	30 × 40

Tableau IV.26 Dimensions finales des poteaux

Chapitre 5 :

Ferrailage des éléments structuraux

V. Ferrailage des éléments structuraux :

V.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

- Les poutres sont ferrillées en flexion simple.
- Les poteaux sont ferrillés en flexion composée.
- Les voiles sont ferrillées en flexion composée.

V.1.1 Les combinaisons des charges :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]

- **Les actions :**

Les actions sont des forces et des couples directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de la température).

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle

- **Les sollicitations :**

Ce sont des efforts normaux ou tranchants et des moments de flexion ou de torsion développés dans une section par combinaison d'action calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

Sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Les combinaisons données par les règles du **BAEL91/99** et **CBA 93** :

Situation durable :

E.L.U : $1,35G + 1,5Q$

E.L.S : $G + Q$

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003(Art5.2)**

Situation accidentelle :

$G + Q \pm E$

$0,8 G \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

- **Les sections des poutres et poteaux :**

Poutres principales : $(bxh) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Poteaux : $(bxh) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Poteaux : $(bxh) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

- **L'épaisseur de voile :**

$e = 20 \text{ cm}$

V.2 Ferrailage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées.

Elles transmettent les charges aux poteaux.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le BAEL 91/99 et RPA99 version 2003.

V.2.2 Recommandation :

a) Les armatures longitudinales :

Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91modifiés 99) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$.

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$

❖ Pourcentage des aciers d'après RPA /Version Art :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en tout section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

- La longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est de 40ϕ
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

b) Les armatures transversales :

❖ Vérification de (RPA99/Version2003 Art 7.5.2.2) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

Avec :

b : Largeur de la poutre.

St : Espacement maximum entre les armatures transversales.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{minimum de } \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$$

En dehors de la zone nodale $St \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

c) Vérification de la condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow \text{La fissuration est peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] \Rightarrow \text{La fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

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

V.2.3 Les étapes sur logiciel :

En s'assurant que les résultats sont actuels (calcul lancé), on va suivre quelques étapes pour relever le moment, ces dernières sont énumérées ci-dessous :

1. Sélectionner les poutres principales ou secondaires selon celles que l'on veut ferrailer.
2. En haut de l'écran, cliqué sur "Résultats" puis "Diagrammes-barres", une fenêtre s'affiche.
3. Cliquer sur "NTM", puis cocher "My".
4. Cliquer sur "paramètres" et les modifier selon le besoin, puis cliquer sur "appliquer" sans oublier de cocher "ouvrir nouvelle fenêtre", (les réglages effectués sont visibles dans la "figure...»).
5. Désactiver le "croquis des profilés" pour mieux visualiser les résultats.

6. Sélectionner le cas de charge suivant "combinaisons", Robot va donner les moments max en travée et sur appuis ainsi que le cas de charge correspondant à chacun d'eux (en vert c'est le moment sur appuis et en rouge c'est le moment en travée).

7. Relever la valeur des moments.

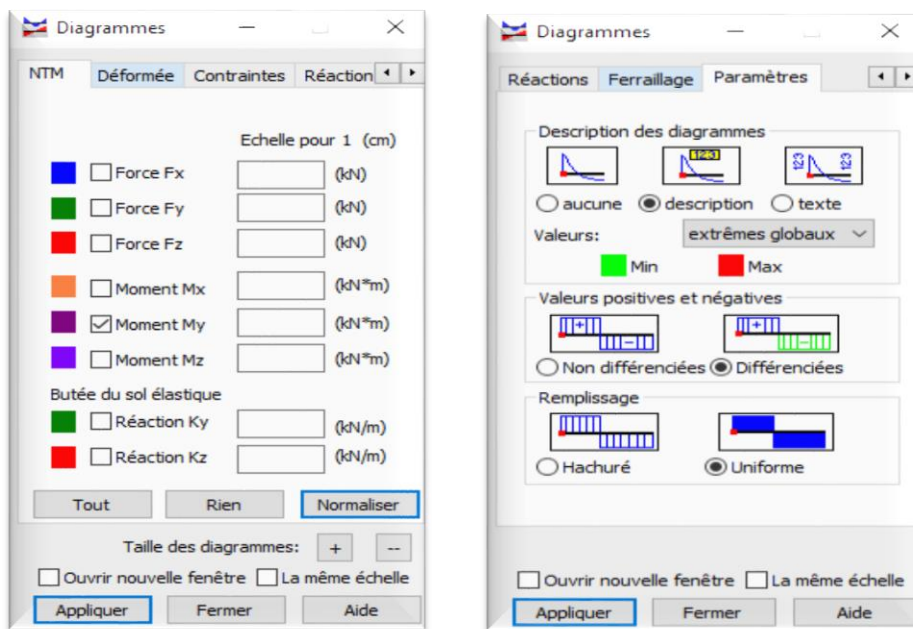


Figure V.1 Extraction des valeurs My à partir de ROBOT

V.2.4 Ferrailage des poutres principales : (30 × 40) cm²

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Robot Structural Analyses Professional 2016.

	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN. m)	85,23	60,43	75,42
Le moment sur appui (KN. m)	156,60	111,05	126,80

Tableau V.1 Les sollicitations de calcul des poutres principales

V.2.4.1 Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire :

En travée :

A L'ELU

Les données :

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,40 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,36 \text{ m}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{travée}^u = 85,23 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{bd^2f_{bc}} = \frac{85,23 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,2} = \mathbf{0,154} < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,154 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,154}) = 0,210$$

$$\beta_u = 0,168$$

$$A_s = \frac{0,168 \times 0,30 \times 0,36 \times 14,2}{348} = 7,40 \text{ cm}^2$$

A L'ELA :

Les données :

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,40 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,36 \text{ m}, f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{travée}^{acc} = 75,42 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{travée}^{acc}}{bd^2f_{bc}} = \frac{75,42 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = \mathbf{0,104} < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,104 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,104}) = 0,137$$

$$\beta_u = 0,110$$

$$A_s = \frac{0,110 \times 0,30 \times 0,36 \times 18,48}{400} = 5,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{travée}} = \text{Max} [7,40 \text{ cm}^2; 5,48 \text{ cm}^2]$$

$$A_{s_{travée}} = 7,40 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

A L'ELU

Les données :

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,40 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,36 \text{ m}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{Appuis}}^u = 156,60 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{\text{Appuis}}^u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{156,60 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,2} = \mathbf{0,283} < \mu_l = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,283 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,283}) = 0,341$$

$$\beta_u = 0,272$$

$$A_s = \frac{0,272 \times 0,30 \times 0,36 \times 14,2}{348} = 11,98 \text{ cm}^2$$

A L'ELA :

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,40 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,36 \text{ m}, f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{Appuis}}^{\text{acc}} = 126,80 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{\text{Appuis}}^{\text{acc}}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{126,80 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = \mathbf{0,176} < \mu_l = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,176 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,176}) = 0,243$$

$$\beta_u = 0,194$$

$$A_s = \frac{0,194 \times 0,30 \times 0,36 \times 18,48}{400} = 9,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{Appuis}} = \text{Max} [11,98 \text{ cm}^2; 9,68 \text{ cm}^2]$$

$$A_{s\text{Appuis}} = 11,98 \text{ cm}^2$$

V.2.4.2 Vérification nécessaire :

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :

Le ferrailage doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\text{min}}$.

$$A_{s\text{min}} \geq \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{Fe} \right]$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{s\text{min}} \geq \max \left[\frac{0,30 \times 0,4}{1000}; 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s\text{min}} \geq \max [1,2 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2]$$

$$A_{s\text{min}} = 1,30 \text{ cm}^2$$

b) Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en tout section.

Section minimal des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) $\Rightarrow A_{\text{min RPA}} = 0,5\% bh$

$$A_{\text{min RPA}} = \frac{0,5}{100} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_s = \max(A_{s\text{calculée ELU}}; A_{s\text{calculée ELA}}; A_{s\text{min RPA}}; A_{s\text{min}})$$

$$A_s = \max(7,40 \text{ cm}^2; 5,48 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s\text{travée}} = 7,40 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{s\text{travée}} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8,01 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :**

$$A_s = \max(A_{s\text{calculée ELU}}; A_{s\text{calculée ELA}}; A_{s\text{min RPA}}; A_{s\text{min}})$$

$$A_s = \max(11,98 \text{ cm}^2; 9,68 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s\text{Appuis}} = 11,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{s\text{Appuis}} = 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$

c) Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- Zone courante :

$$A_s \leq A_{\max RPA} = 4\%bh = \frac{4}{100} \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{travée}} = 8,01 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s\text{Appuis}} = 12,06 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Zone de recouvrement :

$$A_{\max RPA} = 6\%bh = \frac{6}{100} \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{travée}} = 8,01 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s\text{Appuis}} = 12,06 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Armatures transversales :

Diamètre il faut vérifier que :

$$\phi_{tr} \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_{tr} \leq \min \left[\frac{40}{35}; 1,4; \frac{30}{10} \right] \Rightarrow \phi_{tr} \leq \min[1,14; 1,4; 3]$$

$$\phi_{tr} < 1,14 \text{ cm} \Rightarrow 11,4 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

▪ Calcul de l'espacement :

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\phi_L \right]$$

$$S_t \leq \min \left[\frac{40}{4}; 12 \times 1,4 \right] \Rightarrow S_t \leq \min[10; 16,8]$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 8 \text{ cm}$$

✓ Zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(0,9 \times 36; 40 \text{ cm})$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min(32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$St = 15 \text{ cm} < 32,4 \text{ cm}$... Condition vérifié

▪ La section d'armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times St}{F_e}$$

On adopte $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 8}{400} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 > 0,24 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée

▪ Section minimale des aciers transversaux :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$$

✓ Zone nodale : $A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$

✓ Zone courant : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Sections transversale adoptées :

Pour les deux zones, on adopte la section suivante : **4HA8 = 2,01 cm²**

▪ Longueur de la zone nodale :

D'après le RPA99/V2003, $L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = 153,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{153,66 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = \mathbf{1,42 \text{ MPa}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \text{La fissuration est peu préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$1,42 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$

f) Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu préjudiciable, la limitation des fissures n'est pas nécessaire, et comme la section est rectangulaire, soumise à la flexion simple avec le type d'acier FeE400, il reste donc à vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{85,23}{60,43} = 1,41$$

$$\alpha \leq \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

$$\alpha = 0,210 < 0,46 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sur appuis :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{156,60}{111,05} = 1,41$$

$$\alpha \leq \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

$$\alpha = 0,341 < 0,46 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

g) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99)

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

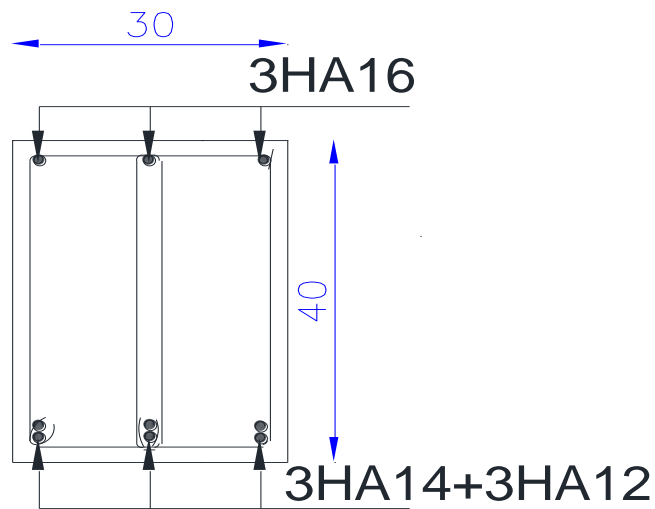
$$10. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{540} = 0,07 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{c. v}$$

$$11. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{t_{ser}}}{M_{o_{ser}}} \Rightarrow \frac{40}{540} = 0,07 \geq \frac{1}{10} \frac{54,71}{68,39} = 0,07 \Rightarrow \text{c. v}$$

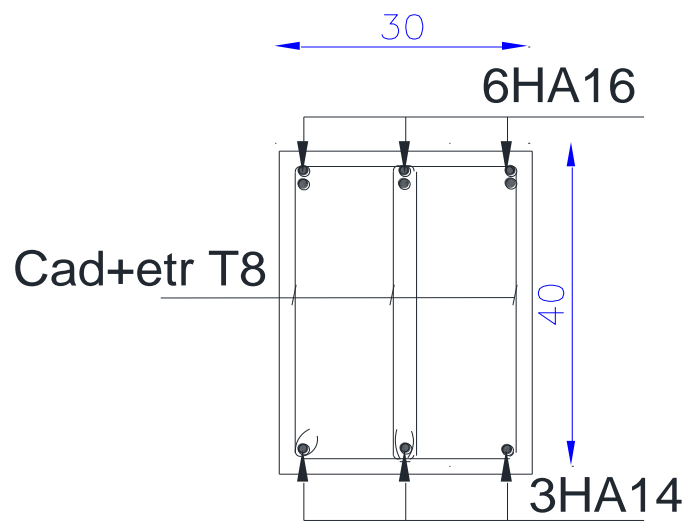
$$12. \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,1}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 36} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,00741 < 0,0105 \Rightarrow \text{c. v}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :



Ferrailage en travée -Poutre principale



Ferrailage sur appuis -Poutre principale

Figure V.2 Schéma de ferrailage de poutre principale (30 × 40) cm²

V.2.5 Ferrailage des poutres Secondaires : (30 × 35) cm²

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2016.

	ELU	ELS	ELA
Le moment en travée (KN. m)	82,26	59,91	116,11
Le moment sur appui (KN. m)	91,16	66,40	132,47

Tableau V.2 Les sollicitations de calcul des poutres secondaires

V.2.5.1 Armatures longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire :

▪ **En travée :**

- **A L'ELU :**

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,35 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,315 \text{ m}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{travée}^u = 82,26 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{travée}^u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{82,26 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,2} = \mathbf{0,194} < \mu_l = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,194 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,194}) = 0,217$$

$$\beta_u = 0,173$$

$$A_s = \frac{0,173 \times 0,30 \times 0,315 \times 14,2}{348} = 6,67 \text{ cm}^2$$

A L'ELA :

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,35 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,315 \text{ m}, f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{travée}^{acc} = 116,11 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{travée}^{acc}}{bd^2f_{bc}} = \frac{116,11 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 18,48} = \mathbf{0,211} < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,211 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,211}) = 0,239$$

$$\beta_u = 0,191$$

$$A_s = \frac{0,191 \times 0,30 \times 0,315 \times 18,48}{400} = 8,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{travée}} = \text{Max} [6,67 \text{ cm}^2; 8,33 \text{ cm}^2]$$

$$A_{s_{travée}} = 8,33 \text{ cm}^2$$

▪ Sur appuis :

-A L'ELU :

$$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,35 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,315 \text{ m}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{Appuis}^u = 91,16 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{Appuis}^u}{bd^2f_{bc}} = \frac{91,16 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,2} = \mathbf{0,215} < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,215 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s} \quad \beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,215}) = 0,245$$

$$\beta_u = 0,196$$

$$A_s = \frac{0,196 \times 0,30 \times 0,315 \times 14,2}{348} = 7,55 \text{ cm}^2$$

A L'ELA :

$b = 0,30 \text{ m}, h = 0,35 \text{ m}, d = 0,9 h = 0,315 \text{ m}, f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$

$M_{Appuis}^{acc} = 132,47 \text{ KN.m}$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{Appuis}^{acc}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{132,47 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 18,48} = \mathbf{0,240} < \mu_l = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$\mu = 0,240 > 0,186 \Rightarrow$ Pivot B

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,240}) = 0,278$$

$$\beta_u = 0,222$$

$$A_s = \frac{0,222 \times 0,30 \times 0,315 \times 18,48}{400} = 9,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{Appuis}} = \text{Max} [7,55 \text{ cm}^2; 9,69 \text{ cm}^2]$$

$$A_{S_{Appuis}} = 9,69 \text{ cm}^2$$

V.2.5.2 Vérification nécessaire :

c) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$.

$$A_{s_{min}} \geq \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{Fe} \right]$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{s_{min}} \geq \max \left[\frac{0,30 \times 0,35}{1000}; 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s_{min}} \geq \max [1,05 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2]$$

$$A_{s_{min}} = 1,14 \text{ cm}^2$$

d) Vérification des armatures longitudinales selon le (RPA 99/V2003 Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en tout section.

Section minimal des aciers RPA99/2003 (A.7.5.2.1) $\Rightarrow A_{\min RPA} = 0,5\% bh$

$$A_{\min RPA} = \frac{0,5}{100} \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$AS = \max(AS_{\text{calculée ELU}}; AS_{\text{calculée ELA}}; AS_{\min RPA}; AS_{\min})$$

$$AS = \max(6,67 \text{ cm}^2; 8,33 \text{ cm}^2; 5,25 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

$$AS_{\text{travée}} = 8,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } AS_{\text{travée}} = 6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis :**

$$AS = \max(AS_{\text{calculée ELU}}; AS_{\text{calculée ELA}}; AS_{\min RPA}; AS_{\min})$$

$$AS = \max(7,55 \text{ cm}^2; 9,69 \text{ cm}^2; 5,25 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

$$AS_{\text{Appuis}} = 9,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } AS_{\text{Appuis}} = 3HA16 + 3HA14 = 10,65 \text{ cm}^2$$

e) **Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :**

- Zone courante :

$$AS \leq A_{\max RPA} = 4\%bh = \frac{4}{100} \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{travée}} = 9,24 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 42 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$AS_{\text{Appuis}} = 10,65 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 42 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Zone de recouvrement :

$$A_{\max RPA} = 6\%bh = \frac{6}{100} \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{travée}} = 9,24 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 63 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$AS_{\text{Appuis}} = 10,65 \text{ cm}^2 < A_{\max RPA} = 63 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Armatures transversales :

Diamètre il faut vérifier que :

$$\phi_{tr} \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_{tr} \leq \min \left[\frac{35}{35}; 1,4; \frac{30}{10} \right] \Rightarrow \phi_{tr} \leq \min[1; 1,4; 3]$$

$$\phi_{tr} < 1 \text{ cm} \Rightarrow 10 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

▪ Calcul de l'espacement :

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\phi_L \right]$$

$$S_t \leq \min \left[\frac{35}{4}; 12 \times 1,4 \right] \Rightarrow S_t \leq \min[8,75; 16,8]$$

$$S_t \leq 8,75 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = \mathbf{8 \text{ cm}}$$

✓ Zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(0,9 \times 31,5; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 28,35 \text{ cm} \quad \dots \text{ Condition vérifié}$$

▪ La section d'armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{F_e}$$

$$\text{On adopte } A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 8}{400} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 > 0,24 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ Condition vérifiée}$$

▪ Section minimale des aciers transversaux :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$\checkmark \text{ Zone nodale :} \quad A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Zone courant :} \quad A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Sections transversale adoptées :

Pour les deux zones, on adopte la section suivante : **4HA8 = 2,01 cm²**

▪ Longueur de la zone nodale :

D'après le RPA99/V2003, $L = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = 151,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{151,83 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = \mathbf{1,60 \text{ MPa}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \text{La fissuration est peu préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$$1,60 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

h) Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu préjudiciable, la limitation des fissures n'est pas nécessaire, et comme la section est rectangulaire, soumise à la flexion simple avec le type d'acier FeE400, il reste donc à vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{82,26}{59,91} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,239 < 0,44 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sur appuis :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{91,16}{66,40} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,278 < 0,44 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

i) Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99) :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

Les conditions à vérifier d'après le BAEL91/99 :

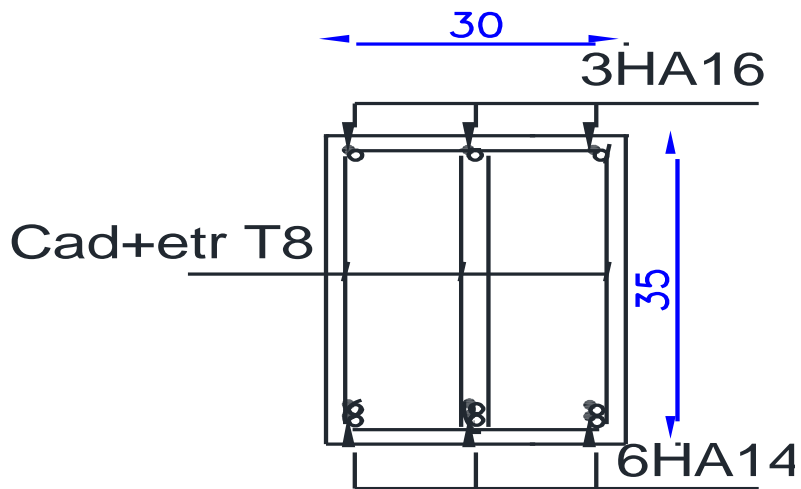
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{c.v}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{t_{\text{ser}}}}{M_{o_{\text{ser}}}} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,08 \geq 0,07 \Rightarrow \text{c.v}$$

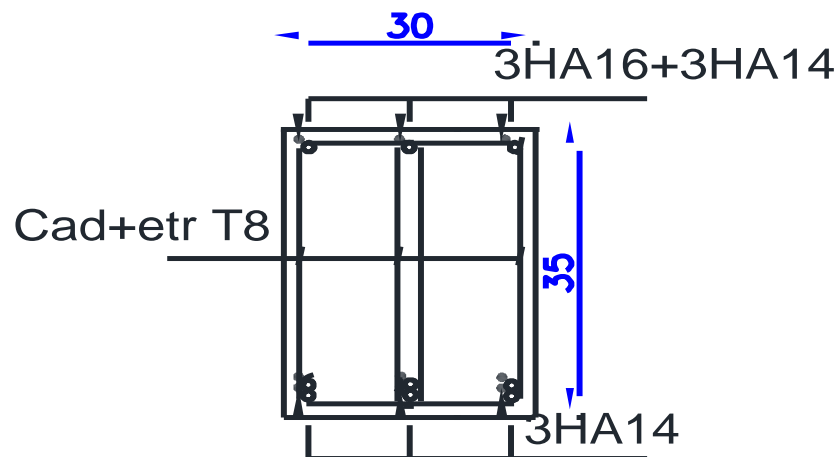
$$\frac{A_{s_t}}{bd} \leq \frac{4,1}{f_e} \Rightarrow \frac{9,24}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,00977 < 0,0105 \Rightarrow \text{c.v}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :



Ferrailage En travée -Poutre secondaire



Ferrailage sur appuis -Poutre secondaire

Figure V.3 Schéma de ferrailage de poutre secondaire (30 × 35) cm²

V.3 Ferrailage des poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Il s'agit de :

- Préciser les hypothèses d'études.
- Calculer les armatures longitudinales.
- Choisir et organiser les armatures longitudinales et transversales en respectant les dispositions constructives.

Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M , dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal et qui sont extrait à partir de logiciel (ROBOT), ils sont donc calculés en flexion composé.

V.3.2 Les fonctions des poteaux en béton armé :

- Constituer les éléments porteurs du système poteaux poutres par point d'appuis isolés
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux).
- Participe à la stabilité transversale (système poteaux-poutre) pour combattre les efforts horizontaux (vents séisme dilatation).
- Service de chinage vertical

V.3.3 Les type de sollicitations :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

1- Effort normal maximal et le moment correspondant. $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

2- Effort normal minimal et le moment correspondant. $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

3- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspond $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

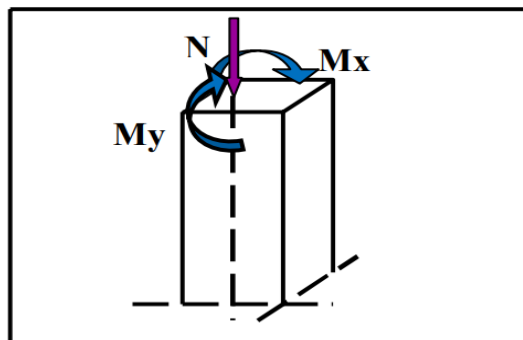


Figure V.4 schéma statique d'un poteau

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC) :

- Si l'effort normal étant un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

- Si l'effort normal étant de compression, le centre de pression se trouve à l'intérieure de la section et e

- Section entièrement comprimée (SEC) :

- Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieure du noyau central e de la section totale rendue homogène.

- Section entièrement tendue (SET) :

- Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

V.3.4 Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le :

a) **RPA99/Version 2003 (article 7.4.2 pages 48)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

❖ Armatures longitudinales :

- ✓ Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa sera de :
 - $A_s \geq 0.8\% b.h$ en zone IIa.
- ✓ Leur pourcentage maximal :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa
- ✓ La hauteur de la zone nodale : $h_e = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

❖ Armatures transversales : RPA99 (art 7.4.2.1) :

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_e: Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

l_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 L$)

a Et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

S_t : est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$.
- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$.

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en% est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0,8\% \text{ Si } \lambda_g \geq 3$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\% \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

Interpolation entre les deux cas : $3 \leq \lambda_g \leq 5$.

b) Selon le BAEL91 : (art A.8.1, 3)

Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l}{3}$$

Leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

c) Selon CBA 93 (Art A.4.3.5)

▪ Calcul de l'excentricité :

Cas de la flexion composée avec compression

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à-vis de l'état limite-ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle.

Par une excentricité totale de calcul : $e_T = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

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

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

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \text{ (En flexion composée)}$$

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right]$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{1000 \times h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur réelle de poteau.

Lf : Longueur de flambement de poteau.

h : Hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

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

α : Le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients :

$$Lf = 2 \times L$$

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

Pour la détermination du ferrailage dans chaque cas de section ci-dessus, en suit l'organigramme suivant :

- On compare ce coefficient Ψ_1 à 0,81
- On calcule : $e_{NC} = \xi \times h$
- ✓ Si : $e \leq e_{NC}$: la section est entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint, on place un pourcentage minimal d'armatures identique à celui des poteaux :
 $A = (4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section(m)}) ; 0,2\% \leq A \div B \leq 5\%$
- ✓ Si : $e > e_{NC}$: la section est partiellement comprimée et l'ELU peut ne pas être atteint (efforts faibles).

❖ Coefficient de remplissage et la nature de la section :

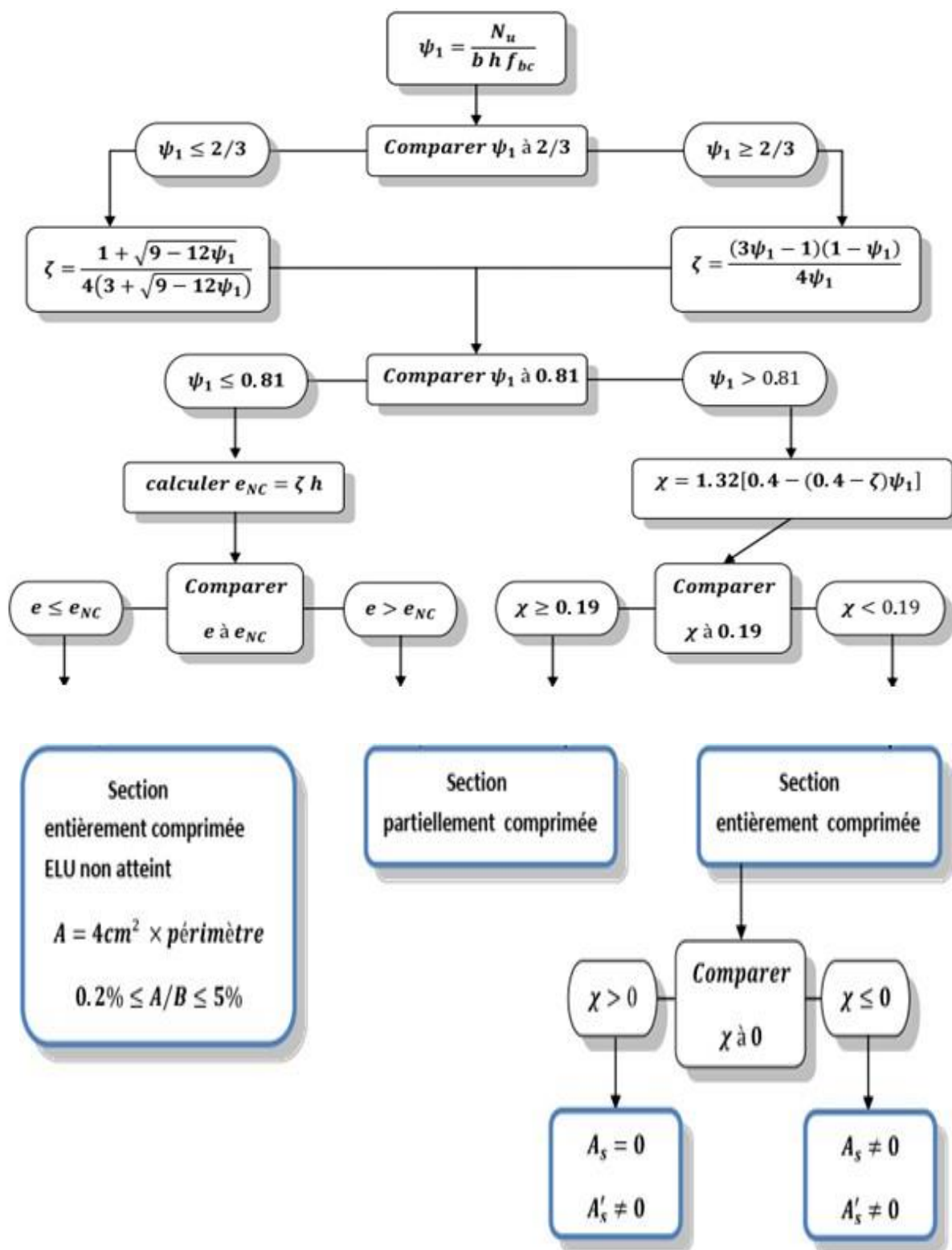


Figure V.5 Organigramme de justification l'état de contrainte des sections soumises à la flexion composée

▪ Méthode de calcul :

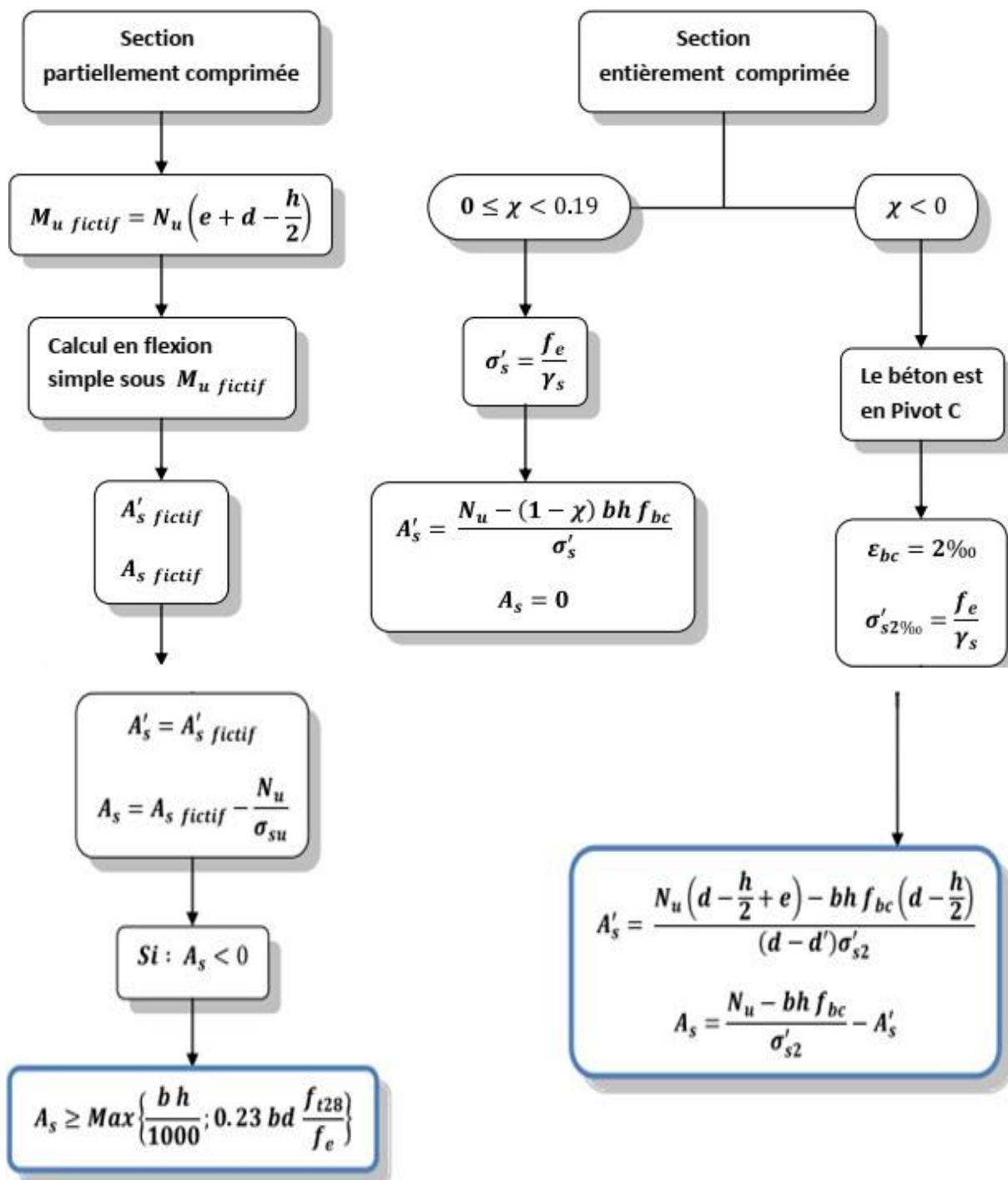


Figure V.6 Organigramme de calcul des sections d'armatures selon l'état de contraintes

V.3.5 Ferrailage des poteaux (30×40) cm² :

❖ Calcul a L'ELU :

Situation	barre	Cas		M _{ser}
Durable	102	N _{max} = 784,47 KN	M _{corr} = 15,68 KN. m	11,30 KN. m
	153	N _{min} = 41,39 KN	M _{corr} = 30,95 KN. m	22,56 KN. m
	163	M _{max} = 82,13 KN. m	N _{corr} = 169,41 KN	59,90 KN. m

*Tableau V.3 Sollicitations des poteaux (30cm * 40cm) A L'ELU*

▪ Exemple de calcul :

Cas 1 :

$N_{max} = 784,47 \text{ KN} ; M_{corr} = 15,68 \text{ KN. m} ; M_{ser} = 11,30 \text{ KN. m}$

$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

❖ Calcul l'excentricité :

$$e_a = \frac{M_u}{N_u} = \frac{15,68}{784,47} = 0,019 \text{ m}$$

$$e_1 = \max \left[2\text{cm} ; \frac{374}{250} \right]$$

$e_1 = \max[2 \text{ cm} ; 1,496 \text{ cm}] \Rightarrow e_1 = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{15,68}{1,5(11,30)} \right) = 0,75$$

$$e_2 = \frac{3(2,618)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,75 \times 2) = 0,017 \text{ m}$$

$e_T = e_1 + e_a + e_2$

$e_T = 0,02 + 0,019 + 0,017 = 0,056\text{m}$

$M_u = e_T \times N_u$

$M_u = 0,056 \times 784,47 \times 10^{-3} = 0,04$

❖ **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{784,47 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,4 \times 14,2} = 0,46 < 0,81 \dots cv$$

$$\psi_1 = 0,46 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots cv$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,46)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,46)})} = 0,147$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,147 \times 0,4 = 0,059 \text{ m}$$

$$e_T = 0,056 \text{ m} < e_{NC} = 0,059 \text{ m}$$

⇒ Donc la section est entièrement comprimée.

$$A_{s_{\min}} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{Périmètre (m)}$$

$$A_{s_{\min}} = 4 \text{ cm}^2 \times (0,3 + 0,4) \times 2$$

$$\mathbf{A_{s_{\min}} = 5,6 \text{ cm}^2}$$

$$0,2\% < \frac{A}{B} < 5\%$$

$$0,2\% < \frac{5,6}{30 \times 40} < 5\%$$

$$2 \times 10^{-3} < 4,66 \times 10^{-3} < 0,05 \dots cv$$

Cas 2 :

$$N_{\min} = 41,39 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 30,95 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser}} = 22,56 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul l'excentricité**

$$e_a = \frac{M_u}{N_u} = \frac{30,95}{41,39} = 0,74 \text{ m}$$

$$e_1 = \max \left[2\text{cm} ; \frac{374}{250} \right]$$

$$e_1 = \max[2 \text{ cm} ; 1,496 \text{ cm}] \Rightarrow e_1 = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{30,95}{1,5(22,56)} \right) = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3(2,618)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,85 \times 2) = 0,019\text{m}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 0,02 + 0,74 + 0,019 = 0,78 \text{ m}$$

$$M_u = e_T \times N_u$$

$$M_u = 0,78 \times 41,39 \times 10^{-3} = 0,032$$

❖ **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{41,39 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,4 \times 14,2} = 0,024 < 0,81 \dots \text{cv}$$

$$\psi_1 = 0,024 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots \text{cv}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,024)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,024)})} = 0,165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 0,4 = 0,066 \text{ m}$$

$$e_T = 0,78 \text{ m} > e_{NC} = 0,066 \text{ m}$$

⇒ Donc la section est partiellement comprimée.

❖ **Calcul le moment fictif :**

$$M_{\text{eff}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,032 + 41,39 \times 10^{-3} \left(0,36 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$M_{\text{eff}} = 0,038$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,038}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,068 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,301}) = 0,088$$

$$\beta_u = 0,070$$

$$A_{s\text{eff}} = \frac{0,070 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,2}{348} = 3,08 \times 10^{-4}$$

$$A_{s\text{réel}} = A_{s\text{eff}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 3,08 - \frac{41,39 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A_{s\text{réel}} = 3,07 \text{ cm}^2$$

Cas 3 :

$$M_{\max} = 82,13 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 169,41 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 59,90 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul l'excentricité**

$$e_a = \frac{M_u}{N_u} = \frac{82,13}{169,41} = 0,48 \text{ m}$$

$$e_1 = \max \left[2\text{cm} ; \frac{374}{250} \right]$$

$$e_1 = \max[2 \text{ cm} ; 1,496 \text{ cm}] \Rightarrow e_1 = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{82,13}{1,5(59,90)} \right) = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3(2,618)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,85 \times 2) = 0,019\text{m}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 0,02 + 0,48 + 0,019 = 0,52 \text{ m}$$

$$M_u = e_T \times N_u$$

$$M_u = 0,52 \times 169,41 \times 10^{-3} = 0,088$$

❖ **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{169,41 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,4 \times 14,2} = 0,099 < 0,81 \dots \text{cv}$$

$$\psi_1 = 0,099 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots \text{cv}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,099)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,099)})} = 0,163$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,163 \times 0,4 = 0,065 \text{ m}$$

$$e_T = 0,52 \text{ m} > e_{NC} = 0,065 \text{ m}$$

⇒ Donc la section est partiellement comprimée.

❖ **Calcul le moment fictif :**

$$M_{\text{eff}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,088 + 169,41 \times 10^{-3} \left(0,36 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$M_{\text{eff}} = 0,115$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,115}{0,30 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,208 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,208 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,301}) = 0,235$$

$$\beta_u = 0,188$$

$$A_{s_{eff}} = \frac{0,188 \times 0,3 \times 0,36 \times 14,2}{348} = 8,28 \times 10^{-4}$$

$$A_{s_{réel}} = A_{s_{eff}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 8,28 - \frac{169,41 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A_{s_{réel}} = 8,27 \text{ cm}^2$$

❖ **Résultat de calcul :**

Situation durable	Cas 01 (SEC)	Cas 2 (SPC)	Cas 3 (SPC)
$A_{s_{calculée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s_{min}} = 5,6 \text{ cm}^2$	$A_{s_{réel}} = 3,07 \text{ cm}^2$	$A_{s_{réel}} = 8,27 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul a L'ELA :**

Situation	barre	Cas		M_{ser}
Accidentelle	106	$N_{max} = 699,22 \text{ KN}$	$M_{corr} = 31,93 \text{ KN.m}$	30,43 KN.m
	99	$N_{min} = 51,07 \text{ KN}$	$M_{corr} = 25,55 \text{ KN.m}$	11,02 KN.m
	163	$M_{max} = 116,14 \text{ KN.m}$	$N_{corr} = 100,07 \text{ KN}$	59,90 KN.m

*Tableau V.4 Sollicitations des poteaux (30cm * 40cm) A L'ELA*

▪ Exemple de calcul :

Cas 1 :

$$N_{\max} = 699,22 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 31,93 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser}} = 30,43 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

❖ Calcul l'excentricité

$$e_a = \frac{M_u}{N_u} = \frac{31,93}{699,22} = 0,045 \text{ m}$$

$$e_1 = \max \left[2\text{cm} ; \frac{374}{250} \right]$$

$$e_1 = \max[2 \text{ cm} ; 1,496 \text{ cm}] \Rightarrow e_1 = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{\text{ser}}} = \frac{25,43}{30,43} = 0,84$$

$$e_2 = \frac{3(2,618)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,84 \times 2) = 0,018 \text{ m}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 0,02 + 0,045 + 0,018 = 0,083 \text{ m}$$

$$M_u = e_T \times N_u$$

$$M_u = 0,083 \times 699,22 \times 10^{-3} = 0,058$$

❖ Coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{699,22 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,4 \times 18,48} = 0,32 < 0,81 \dots \text{cv}$$

$$\psi_1 = 0,32 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots \text{cv}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,32)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,32)})} = 0,155$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,155 \times 0,4 = 0,062\text{m}$$

$$e_{NC} = 0,062 \text{ m} < e_T = 0,083 \text{ m}$$

⇒ Donc la section est partiellement comprimée.

❖ **Calcul le moment fictif :**

$$M_{\text{eff}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,058 + 699,22 \times 10^{-3} \left(0,36 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$M_{\text{eff}} = 0,169$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,169}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,235 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,235 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,235}) = 0,271$$

$$\beta_u = 0,216$$

$$A_{s\text{eff}} = \frac{0,216 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,48}{400} = 1,077 \times 10^{-3}$$

$$A_{s\text{réel}} = A_{s\text{eff}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 10,77 - \frac{699,22 \times 10^{-3}}{400}$$

$$A_{s\text{réel}} = 10,76 \text{ cm}^2$$

Cas 2 :

$$N_{\text{min}} = 51,07 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 25,55 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser}} = 11,02 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul l'excentricité**

$$e_a = \frac{M_u}{N_u} = \frac{25,55}{51,07} = 0,50 \text{ m}$$

$$e_1 = \max \left[2\text{cm} ; \frac{374}{250} \right]$$

$$e_1 = \max[2 \text{ cm} ; 1,496 \text{ cm}] \Rightarrow e_1 = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{\text{ser}}} = \frac{9,18}{11,02} = 0,83$$

$$e_2 = \frac{3(2,618)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,83 \times 2) = 0,019 \text{ m}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 0,02 + 0,50 + 0,019 = 0,539 \text{ m}$$

$$M_u = e_T \times N_u$$

$$M_u = 0,539 \times 51,07 \times 10^{-3} = 0,027$$

❖ **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{51,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,4 \times 18,48} = 0,023 < 0,81 \dots \text{cv}$$

$$\psi_1 = 0,023 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots \text{cv}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,023)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,023)})} = 0,166$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,166 \times 0,4 = 0,066 \text{ m}$$

$$e_{NC} = 0,066 \text{ m} < e_T = 0,539 \text{ m}$$

⇒ Donc la section est partiellement comprimée.

❖ **Calcul le moment fictif :**

$$M_{\text{eff}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,027 + 51,07 \times 10^{-3} \left(0,36 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$M_{\text{eff}} = 0,035$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,035}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,048 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,048 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s} \quad \beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,061$$

$$\beta_u = 0,216$$

$$A_{s\text{eff}} = \frac{0,048 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,48}{400} = 2,39 \times 10^{-4}$$

$$A_{s\text{réel}} = A_{s\text{eff}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2,39 - \frac{51,07 \times 10^{-3}}{400}$$

$$A_{s\text{réel}} = 2,38 \text{ cm}^2$$

Cas 3 :

$$N_{\min} = 116,14 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 100,07 \text{ KN.m} ; M_{\text{ser}} = 59,90 \text{ KN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

La nature de la section :

❖ **Calcul l'excentricité**

$$e_a = \frac{M_u}{N_u} = \frac{116,14}{100,07} = 1,16 \text{ m}$$

$$e_1 = \max \left[2\text{cm} ; \frac{374}{250} \right]$$

$$e_1 = \max[2 \text{ cm} ; 1,496 \text{ cm}] \Rightarrow e_1 = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{\text{ser}}} = \frac{51,41}{59,90} = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3(2,618)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,85 \times 2) = 0,019 \text{ m}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_T = 0,02 + 1,16 + 0,019 = 1,20 \text{ m}$$

$$M_u = e_T \times N_u$$

$$M_u = 1,20 \times 100,07 \times 10^{-3} = 0,120$$

❖ **Coefficient de remplissage :**

$$\psi_1 = \frac{100,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,4 \times 18,48} = 0,045 < 0,81 \dots \text{cv}$$

$$\psi_1 = 0,045 < \frac{2}{3} = 0,66 \dots \text{cv}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,045)}}{4(3 + \sqrt{9 - 12(0,045)})} = 0,165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,165 \times 0,4 = 0,066\text{m}$$

$$e_{NC} = 0,066 \text{ m} < e_T = 1,20 \text{ m}$$

⇒ Donc la section est partiellement comprimée.

❖ **Calcul le moment fictif :**

$$M_{\text{eff}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,120 + 100,07 \times 10^{-3} \left(0,36 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$M_{\text{eff}} = 0,136$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,136}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,48} = 0,189 < \mu_l = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,189 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\beta_u = 0,8\alpha$$

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

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,189}) = 0,211$$

$$\beta_u = 0,168$$

$$A_{s\text{eff}} = \frac{0,168 \times 0,3 \times 0,36 \times 18,48}{400} = 8,38 \times 10^{-4}$$

$$A_{s\text{réel}} = A_{s\text{eff}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 8,38 - \frac{100,07 \times 10^{-3}}{400}$$

$$A_{s\text{réel}} = 8,37 \text{ cm}^2$$

❖ **Résultat de calcul :**

Situation durable	Cas 01 (SPC)	Cas 2 (SPC)	Cas 3 (SPC)
$A_{s\text{calculée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s\text{réel}} = 10,76 \text{ cm}^2$	$A_{s\text{réel}} = 2,38 \text{ cm}^2$	$A_{s\text{réel}} = 8,37 \text{ cm}^2$

V.3.6 Vérification :

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :

Le ferrailage de poteau doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{\text{min}}$.

$$A_{s\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{s\text{min}} = \left[0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400} \right]$$

$$A_{s\text{min}} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 10,76 \text{ cm}^2 > 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

a) Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 99/V2003 (Art 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de 0,8% en zone IIa :

$$A_{\min \text{ RPA}} \geq 0,8\%bh = \frac{0,8}{100} \times 30 \times 40$$

$$A_{\min \text{ RPA}} \geq 9,6 \text{ cm}^2$$

Sections adoptées :

$$A_s = \max(A_{s\text{calculée-ELU}}; A_{s\text{calculée-ELS}}; A_{s\min}; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_s = \max(8,27 \text{ cm}^2; 10,76 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2; 9,6 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 10,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{adopte}} = 8\text{HA}14 = 12,32 \text{ cm}^2$$

b) Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- Zone courante :

$$A_s \leq A_{\max \text{ RPA}} = 4\%bh = \frac{4}{100} \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 < A_{\max \text{ RPA}} = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Zone de recouvrement :

$$A_{\max \text{ RPA}} = 6\%bh = \frac{6}{100} \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 < A_{\max \text{ RPA}} = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Le diamètre minimal : \geq mm

c) Ferrailage transversale :

$$l_f = 0,7 \times h_e = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,142}{0,30} = 7,14$$

$$\lambda_g = 7,14 > 5$$

$$\text{Donc : } \rho = 2.5$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \{10\phi_l; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{10 \times 1.4; 15 \text{ cm}\} S_t \leq 14 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_1$$

$$S_t \leq 15 \times 1.4$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **$S_t = 20 \text{ cm}$**

d) La quantité d'armature transversale minimale :

$$\lambda_g = 7,14 > 5$$

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\% \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$**

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/99, Art A.5.1.2)

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

$$T_u = 71,76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{71,76 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = \mathbf{0,66 \text{ MPa}}$$

Avec :

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min[3,33\text{MPa}; 4\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$$0,016 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Selon **RPA99 Version 2003** :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{pmatrix} 0.075 & \text{si: } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda < 5 \end{pmatrix}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,30 \times 0,40^3}{12} = 0,0016 \text{ m}^4$$

$$B = b \times h = 0,30 \times 0,40 = 0,12 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0016}{0,12}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,115} = 18,62$$

$$\lambda = 18,62 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\bar{\tau}_u = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,875 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.7 Vérification à L'ELS :

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contrainte maximale dans le béton comprimé : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

▪ Détermination de la position de l'axe neutre :

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} by^2 + 15(y - c)As' - 15(d - y)As = 0 \text{ Avec : } As' = 0$$

$$\frac{1}{2} (30)y^2 - 15(36 - y) \times 12,32$$

$$15y^2 + 184,8y - 6652,8 = 0$$

$$y = 15,78 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(d - y)^2As + 15(y - c)^2As' = 0 \text{ Avec : } As' = 0$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(d - y)^2As = 0$$

$$I = \frac{1}{3} 30 \times 15,78^3 + 15(36 - 15,78)^2 \times 12,32 = 0$$

$$I = 114848,7098 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{30,43 \times 10^2}{114848,7098} \times 15,78 = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda < 50$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,115} = 18,62 < 50 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.8 Schéma de ferrailage

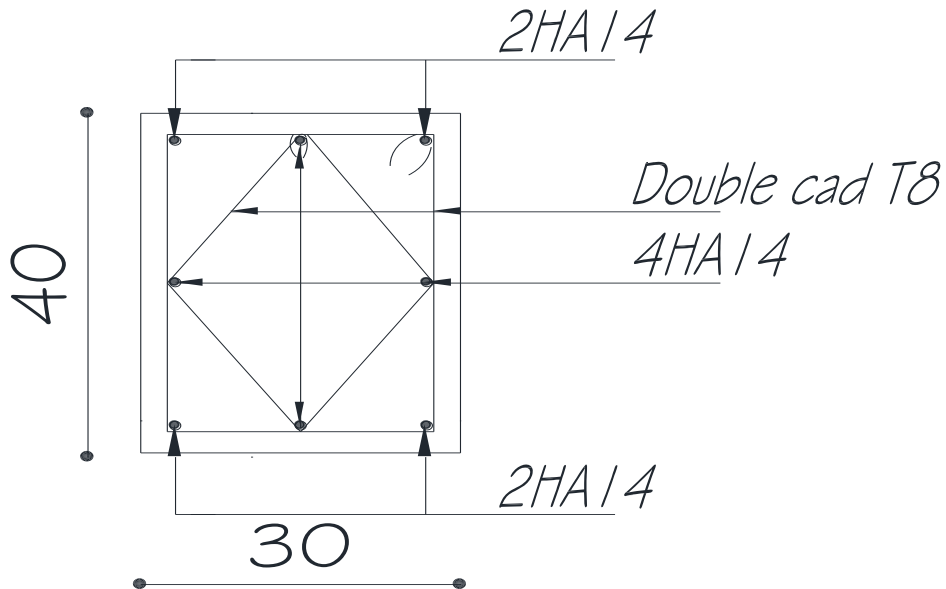


Figure V.7 Schéma de ferrailage de poteaux section (30×40) cm²

V.4 Ferrailage des voiles :

V.4.1 Introduction :

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux structuraux destinés à reprendre les charges verticales "charges permanentes G et charges d'exploitation Q" (au plus 20%) et les efforts horizontaux dues au vent "action climatique" ou aux séismes "action géologique" (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales.

Pour déterminer les armatures on doit étudier le voile en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes. En se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

1. Armatures verticales.
2. Armatures horizontales.
3. Armatures transversales.

V.4.2 Prescriptions imposées le RPA99/2003 :

V.4.2.1 Aciers verticaux (Art.7.7.4.1) :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

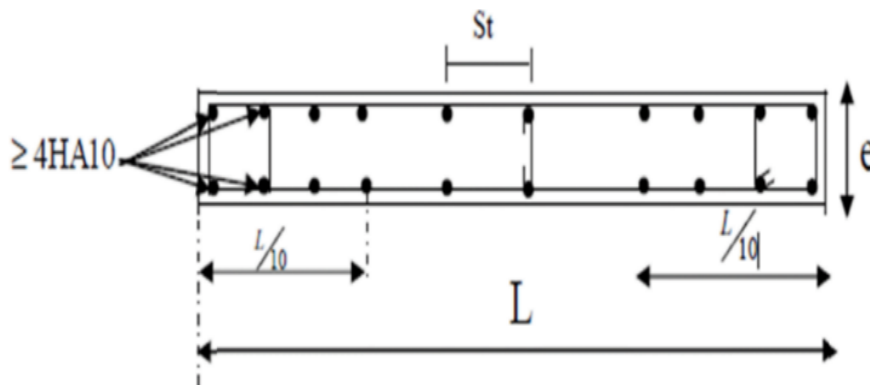


Figure V.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.2.2 Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.2.3 Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

V.4.2.4 Les armatures transversales :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$S \leq 1,5 a$ (a : Epaisseur du voile).

$S \leq 30\text{cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2.5 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec $T = 1,4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

▪ Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL91/99 :

ELU : $1.35G+1.5Q$ (situation durable et transitoire).

ELS : $G+Q$ (situation durable et transitoire)

Selon RPA99/2003 :

$G + Q \pm E$ (situation accidentelle)

$0,8G \pm E$ (situation accidentelle)

Avec : G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

V.4.3 Méthodes de calcul des voiles :

Pour le calcul des voiles en béton armé, deux méthodes de calcul sont disponibles :

a) Méthode simplifiée :

Le dimensionnement des voiles suivant cette méthode est effectuée à partir du diagramme de contraintes engendrées par les charges appliquées aux voiles. Le principe est fondé sur la répartition linéaire des contraintes dues aux charges verticales et aux moments, le diagramme des contraintes est divisé en bandes pour lesquelles la contrainte moyenne

(Pour la partie comprimée) et la contrainte maximale (pour la partie tendue) sont prises pour le calcul du ferrailage.

Les calculs sont effectués en double voie : en adoptant le principe que le voile est non armé en premier lieu, puis comme armé en second lieu.

b) Méthode par flexion composée :

Suivant cette méthode, et entant que le voile travail dans son plan, le dimensionnement du voile est fondé sur le principe de considéré le voile comme une section béton armé soumise à la flexion avec compression, en admettant la répartition parabolique-linéaire des contraintes de compression dans la section.

V.4.3.1 Choix de la méthode :

Les calculs suivant la méthode simplifiée permettent de générer les armatures du voile sur toute la longueur de la section, avec des quantités proportionnelles aux valeurs des contraintes sur leur diagramme linéaire. Néanmoins dans les calculs par la méthode de flexion composée, les armatures seront plus denses aux extrémités du voile là où les sollicitations de flexion sont plus défavorables.

De cela, la méthode simplifiée se prête mieux avant tout pour les voiles transférant les charges verticales des plancher, et pour les voiles avec ouvertures. Cependant la méthode par flexion

composée est la mieux adapté pour les voiles plein de contreventement, sollicités par des moments considérables générés par les combinaisons sismiques.

Par conséquent, et selon l'article 4 des règles RPA, pour le calcul du ferrailage des voiles on va utiliser la seconde méthode, c'est-à-dire par flexion composée avec effort tranchant, qui révèle plus compatible avec la nature du système de contreventement adopté (voiles-dans les deux sens).

V.4.3.2 Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T). (Si σ_1 et σ_2 sont des signe négatif)
- Entièrement comprimée (S. E.C). (Si σ_1 et σ_2 sont des signes positifs)
- Partiellement comprimée (S. P. C). (Si σ_1 et σ_2 sont des signes contraires)

V.4.4 Calcul du ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant, dont on utilisant la méthode des contraintes et vérifiée selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

- N_{max} , M_{corr}
- N_{min} , M_{corr}
- M_{max} , N_{corr}

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Figure V.9 Les efforts normaux

Les armatures verticales utilisées pour ferrailer le voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par {la formule classique de la R.D.M.} Ces contraintes sont σ_1 et σ_2 calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y$$

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

B : section transversale du voile $\Rightarrow B = e \times L$

I : l'inertie de voile $\Rightarrow I = \frac{e \times L^3}{12}$

e: Épaisseur du voile.

y : Bras de levier du voile $\Rightarrow y = \frac{L}{2}$

V.4.4.1 Vérification au flambement (effort normal ultime) ... CBA93 (art B.8.4.1)

$$N_{\text{ultime}} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times F_e}{\gamma_s} \right]$$

N_{ultime} : La valeur de l'effort résistant à l'ELU de résistance.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier tel que :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $F_e = 400\text{MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ :

Selon le BAEL révisée 99(Art B.8.4.1)

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$B_r = (a - 2\text{cm})(b - 2\text{cm})$$

$$B_r = (200 - 2\text{cm})(20 - 2\text{cm})$$

$$\Rightarrow B_r = 3564 \text{ cm}^2 = 0,3564 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

λ : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration

$$L_f = 0,7 \times L_0 \text{ (Encastrement)} \quad L_0 = 3,74 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 \times (3,74 - 0,40) = 2,338 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow B = b \times h$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : Section transversale du voile

$$I = \frac{0,20 \times 2^3}{12} = 0,133 \text{ m}^4$$

$$B = 0,20 \times 2 = 0,40 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,133}{0,40}} = 0,57 \text{ m}$$

Alors :

$$\lambda = \frac{2,338}{0,57} = 4,10 < 50 \text{ c.v}$$

D'après le BAEL 91, il n'y a pas un risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{4,10}{35} \right)^2} = 0,847$$

A_s : Section d'armature longitudinale.

$$A_s = 0,15\% \times B \Rightarrow A_s = \frac{0,15}{100} \times 0,20 \times 2$$

$$A_s = 6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$N_{\text{ultime}} = 0,847 \left[\frac{0,3564 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{6 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right] = 5,7669 \text{ MN}$$

$$N_{\text{ultime}} = 5766,9 \text{ KN}$$

$$N_u = 1248 \text{ KN} < N_{\text{ultime}} = 5766,9 \text{ KN}$$

V.4.4.2 Armatures longitudinales :

Cas	Combinaison	N(KN)	M(KN. m)	V _{max} (KN)
N _{max} → M _{corr}	0,8G + EY	1258,45	610,29	292,08
N _{min} → M _{corr}	G + Q - EY	2302,70	588,15	
M _{max} → N _{corr}	G + Q - EX	1992,98	903,86	

Tableau V.5 sollicitations du voile

Cas plus défavorable :

$$N = 1992,98 \text{ KN} ; M = 903,86 \text{ KN.m}$$

$$e = b = 0,20 \text{ m}$$

$$L = h = 2 \text{ m}$$

Avec :

e: Epaisseur du voile.

L: Longueur du voile

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 2^3}{12} = 0,133 \text{ m}^4$$

$$B = 0,20 \times 2 = 0,40 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y \Rightarrow \frac{1992,98 \times 10^{-3}}{0,40} + \frac{903,86 \times 10^{-3}}{0,133} (1) = 11,7783 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y \Rightarrow \frac{1992,98 \times 10^{-3}}{0,40} - \frac{903,86 \times 10^{-3}}{0,133} (1) = -1,8134 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 > 0$ Et $\sigma_2 < 0$ Donc la section est partiellement comprimée, En utilisant la formule de 'NAVIER-BERNOULLI' on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

b) Longueur tendue :

$$L_t = L \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 2 \times \frac{1,8134}{11,7783 + 1,8134} = 0,27 \text{ m}$$

c) Longueur de la zone comprimée :

$$L' = L - L_t = 2 - 0,27 = 1,73 \text{ m}$$

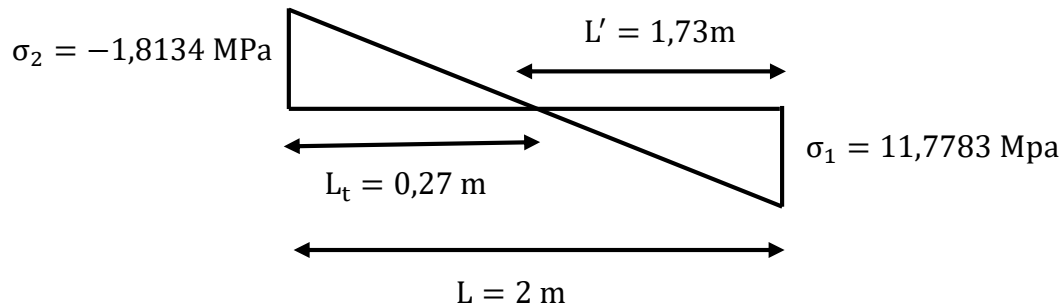


Figure V.10 Diagramme des contraintes

$$d \leq \min \left[\frac{L}{2}; \frac{2}{3} \times L' \right] = \min \left[\frac{2}{2}; \frac{2}{3} \times 1,73 \right] = \min[1; 1,15] = 1$$

Calcul de σ_2'

$$\sigma_2' = \tan(\alpha) \times (L_t - d)$$

Avec :

$$\tan(\alpha) = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{1,81}{0,27} = 6,70$$

$$\sigma_2' = \tan(\alpha) \times (L_t - d) = 6,70 \times (0,27 - 1) = -4,89 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$I' = \frac{b \times d^3}{12} = \frac{0,20 \times 1^3}{12} = 0,016 \text{ m}^4$$

$$B' = b \times d$$

$$B' = 0,20 \times 1 = 0,20 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{d}{2} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ m}$$

Alors :

$$N' = \frac{B'}{2} \times (\sigma_2 + \sigma_2') = \frac{0,20}{2} (-1,81 + (-4,89)) = -0,67 \text{ KN}$$

$$M' = \frac{I'}{2y'} \times (\sigma_2 + \sigma_2') = \frac{0,016}{2(0,5)} (-1,81 + (-4,89)) = -0,11 \text{ KN}$$

d) L'excentricité :

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{-0,11}{-0,67} = 0,16$$

On pos $c = c' = 0,05$ m

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c' = \frac{1}{2} - 0,16 - 0,05 = 0,29$$

$$e_2 = \frac{L}{2} + e_0 - c' = \frac{2}{2} + 0,16 - 0,05 = 1,11$$

Alors la détermination des armatures se fera comme ci-dessous :

$$A_s = \frac{N' \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{0,67 \times 1,11}{(0,29 + 1,11) \times 400} = 1,328 \times 10^{-3} = 13,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N' \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{0,67 \times 0,29}{(1,11 + 0,29) \times 400} = 3,46 \times 10^{-4} = 3,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{total}}} = A_s + A_s' = 13,28 + 3,46 = 16,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1ml : } A_s = \frac{A_{s_{\text{total}}}}{2} = \frac{16,74}{2} = \frac{8,37 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

e) Armatures minimales d'après le RPA 99 V 2003 :

$$A_{s_{\text{min}}} = 0,20\% \times e \times L_T = \frac{0,20}{100} \times 20 \times 27 = 1,08 \text{ cm}^2$$

f) Globalement dans la section du voile : D'après RPA V Art 4

$$A_{s_{\text{min}}} = 0,15\% \times e \times L = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 200 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_{s_{\text{min}}} = \frac{6,00}{2} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En zone courante : D'après RPA V Art 4

$$A_{s_{\text{min}}} = 0,10\% \times e \times L = \frac{0,10}{100} \times 20 \times 200 = 4,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_{s_{\text{min}}} = \frac{4,00}{2} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

g) Choix d'armatures :

En zone courante

$$A_s = \max(A_s; A_{s_{\text{min}}}) = \max(8,37 \text{ cm}^2/\text{ml}; 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 8,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend **8HA12 = 9,05 cm²**

Avec un espacement déterminé par la relation suivante : $S_t < \min(30; 15e)$

$$S_t < \min(30; 15 \times 20) \Rightarrow S_t < \min(30; 300) = 30 \text{ cm}$$

On prend **S_t = 20 cm**

En zone tendue (zone d'about) :

$$A_s = \max(A_s; A_{s_{\min}}) = \max(8,37 \text{ cm}^2/\text{ml}; 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 8,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend **8HA12 = 9,05 cm²**

Avec un espacement déterminé par la relation suivante : $S_t \leq \frac{S_t}{2}$

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

On prend : **S_t = 10 cm**

Longueur de la zone d'about d'après RPA V :

$$L_{\text{zone d'about}} = \frac{L}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales (RPA Art 7.7.2) : $\tau < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times T}{0,2 \times L} = \frac{1,4 \times 292,08 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2} = 1,028 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,028 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

b) Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section des armatures d'âmes est donnée par la relation suivant (CBA93 Art A.5.1.2.3)

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma \times (\tau - 0,3 \times f_{c28} \times K)}{0,9 \times f_e}$$

$K = 0 \Rightarrow$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable, en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise

- $K = 1 \Rightarrow$ en flexion, sans reprise de bétonnage
- $K = 1+3 \sigma_{cm} / f_{c28} \Rightarrow$ en flexion composée avec N effort de compression
- $K = 1-10 \sigma_{tm} / f_{c28} \Rightarrow$ en flexion composée avec N effort de traction

(σ_{tm} ; σ_{cm}) : étant la contrainte moyenne de traction et compression obtenu en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

D'après (RPA99/2003 art 7.7.4.3)

- Globalement dans la section du voile 0,15%.

- En zone courante 0,10%.

Donc : $K = 0$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau}{0,9 \times f_e}$$

Espacement déterminé par la relation suivante : $S_t < \min(30; 15e)$

$$S_t < \min(30; 15 \times 20) \Rightarrow S_t < \min(30; 300) = 30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\tau \times b_0 \times S_t}{0,9 \times f_e} = \frac{1,028 \times 20 \times 20}{0,9 \times 400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

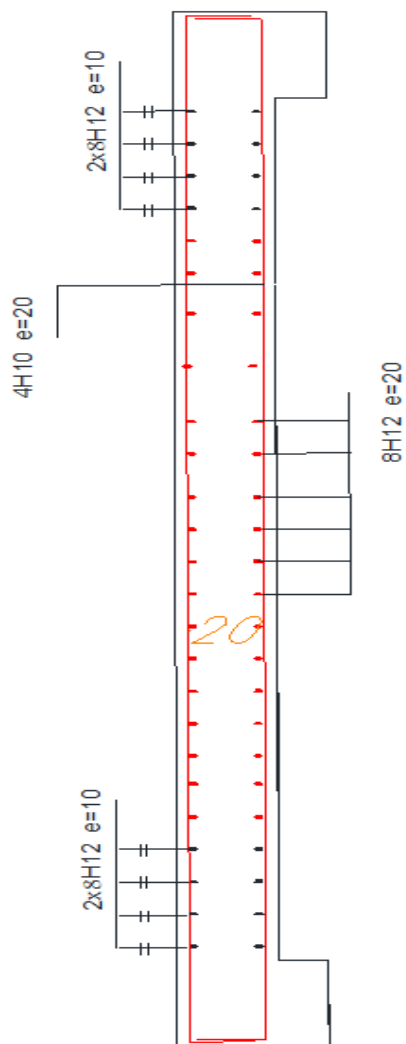
$$A_{t_{\min}} = 0,10\% \times b_0 \times L = \frac{0,10}{100} \times 20 \times 200 = 4,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } A_{S_{\min}} = \frac{4,00}{2} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_t; A_{t_{\min}}) = \max(1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}; 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend **4HA10 = 3,14 cm²**

Schéma de ferrailage :



Chapitre 6 :

Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure :

VI.1 Introduction :

On appelle infrastructure, la partie enterrée d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage.

On distingue trois types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépasse les dix mètres environs

VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol. La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- ✓ Stabilité totale de l'ouvrage.
- ✓ Solution facile à réaliser et économique.

En ce qui concerne notre ouvrage, On au choix entre :

- ☐ Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- ☐ Radier général.

$$\text{Si : } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtimen}}} \leq 50\% \Rightarrow \text{Semelles isolées.}$$

$$\text{Si : } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtimen}}} \geq 50\% \Rightarrow \text{Radier général.}$$

VI.3 Etude du sol :

VI.3.1 Les caractéristiques mécaniques du sol :

Les contraintes de sol :

$$\sigma_{\text{sol}_{\text{ELU}}} = 3 \times \frac{\sigma_{\text{sol}_{\text{ser}}}}{2} = 3 \times \frac{1,5}{2} = 2,25 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{sol}_{\text{ELU}}} = 225 \text{ KN/m}^2$$

Donc la contrainte ultime ou de rupture du sol $\sigma_{\text{sol}_{\text{ultime}}} = 3 \times \sigma_{\text{sol}_{\text{ser}}} = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ bars}$

$$\sigma_{\text{sol}_{\text{ultime}}} = 450 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.2 Justification du choix de fondation en termes de surface nécessaire :

Nous devons calculer la surface nécessaire des fondations sous les charges verticales à l'ELS. Pour cela ; on tire la valeur du poids du bâtiment du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2016.

$$N_u = 21792,81 \text{ KN} \quad N_{\text{ser}} = 15867,71 \text{ KN}$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{15867,71}{150} = 104,73 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 10,25 \times 18,15 = 186,04 \text{ m}^2$$

$$\frac{104,73}{186,04} \times 100 = 56,29\% > 50\%$$

Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

VI.4 Etude général du radier :

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.



Figure VI.1 radier général

VI.4.1 Pré dimensionnement du radier :

Calcul de l'épaisseur :

L'épaisseur de radier doit vérifier les conditions suivantes :

❖ Condition forfaitaire :

$$L_{\max} = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

Avec : $L=500 \text{ m}$

$$\frac{500}{35} \leq h \leq \frac{500}{30} \Rightarrow 14,28 \leq h \leq 16,66$$

On adopte **$h=15 \text{ cm}$**

❖ La condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le CBA93 (A.5.1.2.1) et (A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

T_{\max} : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis L'ELU.

$b = 1 \text{ m}$ $d = 0,9 \times d$

$$T_{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_{\max} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{21792,81 \times 10^{-3}}{186,04} \times \frac{5}{2} = 0,29285 \text{ MN} = 292,85 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \times \bar{\tau}} = \frac{292,85 \times 10^{-3}}{1 \times 1,17} = 0,250 \text{ m}$$

$d = 0,9 \times h$

$$0,9 \times h \geq 0,250 \text{ m} \Rightarrow h \geq \frac{0,250}{0,9} = 0,277 \text{ m}$$

On adopte **$h=30 \text{ cm}$**

VI.4.2 Pré-dimensionnement de la nervure :

Le Pré-dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

VI.4.2.1 Condition forfaitaire :

Hauteur de la nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_t \geq \frac{500}{10}$$

$$h_t \geq 50 \text{ cm}$$

On adopte **$h=50$ cm**

Largeur de la nervure :

$$b_n \geq b_{\text{poteaux}}$$

$$b_n \geq 40 \text{ cm}$$

On adopte **$b_n=45$ cm**

VI.4.2.2 Condition de la longueur élastique :

Afin que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, il faut assurer que le radier est de type rigide. Pour cela la hauteur de la nervure doit satisfaire la condition :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

Où :

L_e : est la longueur élastique du radier telle que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec :

I : Inertie de la semelle.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Où :

E : Module d'élasticité du sol pris égale à $\Rightarrow E=32164,20$ MPa.

b : Largeur du radier (bande de 1m).

K : coefficient de raideur du sol, $\Rightarrow K=40$ MPa (sol de densité moyenne)

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = \frac{\pi}{2} \times \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

$$h_t^3 \geq \frac{2^2 \times 12 \times K \times b \times L_{\max}^4}{4 \times E \times b}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{16 \times 12 \times K \times b \times L_{\max}^4}{4 \times E \times \pi^4}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{16 \times 12 \times 40 \times 1 \times 5^4}{4 \times 32164.20 \times 3,14^4}} = 0,72 \text{ m}$$

On adopte $h_t=80 \text{ cm}$

VI.4.3 Calcul du débordement :

$$D = \max \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm} \right)$$

$$D = \max \left(\frac{40}{2}=20; 30\text{cm} \right)$$

On adopte $D=50 \text{ cm}$

⇒ Donc la surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + (P \times D)$$

Avec :

S : Surface totale du bâtiment.

P : Longueur du périmétrique du bâtiment.

$$\Rightarrow P = 2 \times [(L_x + 2 \times D) + L_y] = 2 \times [(18,15 + 2 \times 0,5) + 10,25] = 48,55 \text{ m}$$

$$S_{\text{radier}} = 186,04 + (48,55 \times 0,5) = 210,32 \text{ m}^2$$

VI.4.4 Vérification au poinçonnement (CBA93 A.5.2.4.2) :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité (40×40)

μ_c : Périmètre du contour défini cisailé.

h_r : Épaisseur totale de la dalle du radier.

h_t : Épaisseur totale de la nervure.

Nu : La charge du poteau le plus sollicité $N_u = 1162,70 \text{ KN}$

$$\mu_c = 2 \times \left[\left(b + 2 * \frac{h_t}{2} \right) + \left(h + 2 * \frac{h_t}{2} \right) \right]$$

$$\mu_c = 2 \times \left[\left(0,40 + 2 * \frac{0,80}{2} \right) + \left(0,40 + 2 * \frac{0,80}{2} \right) \right]$$

$$\mu_c = 4,8 \text{ m}$$

$$Q_u = 1162,70 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,8 \times 0,80 \times \frac{25}{1,5} = 2880 \text{ KN}$$

Il n'y pas de risque de poinçonnement

VI.4.5 Vérification au non soulèvement « effet de sous pression » :

Cette vérification justifiée le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier la condition suivante :

$$W_{\text{total}} \geq F_s \times \gamma_w \times Z \times S_{\text{radier}}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement. $\Rightarrow F_s = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau. $\Rightarrow \gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

Z : Profondeur de l'infrastructure. $\Rightarrow Z = 2,00 \text{ m}$

W_{total} : Poids total du bâtiment à la base du radier : $W = W_{\text{Bâtiment}} + W_{\text{Radier}}$

$$W_{\text{Bâtiment}} = 14160,68 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Radier}} = (S_{\text{Radier}} \times h_{\text{Radier}} + S_{\text{nervur}} \times (h_{\text{nervur}} - h_{\text{Radier}})) * \rho_{\text{beton}}$$

Avec :

$$S_{\text{nervur}} = S_{\text{nervur x}} * n + S_{\text{nervur y}} * n$$

$$\begin{cases} S_{\text{nervur x}} = b_n \times L_n = 0,45 \times 18,15 = 8,17 \text{ m}^2 \\ S_{\text{nervur y}} = b_n \times L_n = 0,45 \times 10,25 = 4,61 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_{\text{nervur}} = 8,17 \times 3 + 4,61 \times 6 - (0,40 \times 0,40 \times 18) = 49,29 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{Radier}} = (210,32 \times 0,3 + 49,29 \times (0,50 - 0,3)) * 25 = 1823,85 \text{ KN}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{Bâtiment}} + W_{\text{Radier}}$$

$$W_{\text{total}} = 14160,68 + 1823,85$$

$$W_{\text{total}} = 15984,53 \text{ KN}$$

$$W_{\text{total}} \geq 1,5 \times 10 \times 2 \times 210,32 \quad 15984,53 \text{ KN} \geq 6309,6 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

VI.4.6 Caractéristique géométrique du radier :

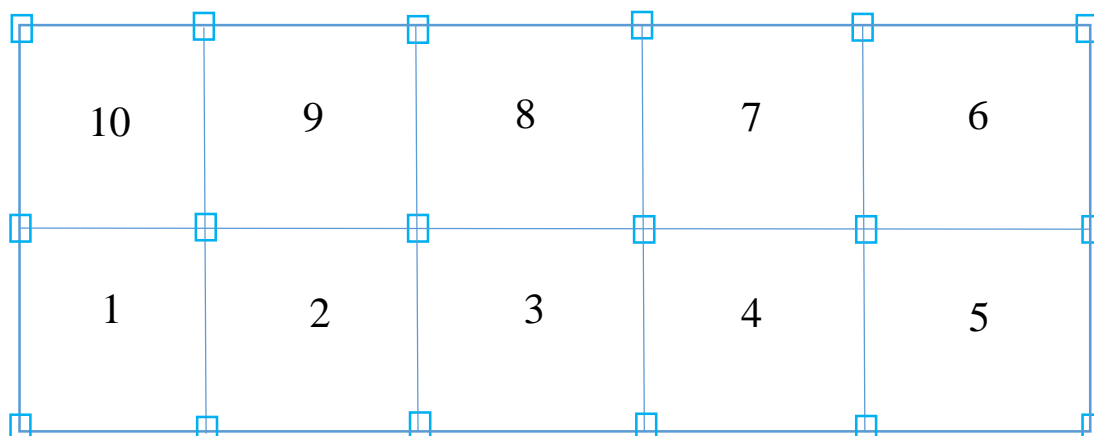


Figure VI.2 Numérotage des panneaux

❖ **Calcul de la surface des panneaux du radier :**

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	S (m²)
1	3,45	5,4	18,63
2	4,1	5,4	22,14
3	3,55	5,4	19,17
4	4,1	5,4	22,14
5	3,45	5,4	18,63
6	3,45	4,85	16,7325
7	4,1	4,85	19,885
8	3,55	4,85	17,2175
9	4,1	4,85	19,885
10	3,45	4,85	16,7325

Tableau VI.1 la surface des panneaux du radier

❖ Caractéristiques géométriques du radier :

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	S (m ²)	I _{gx} (m)	I _{gy} (m)	I _{gx} +I _{gy} (m ⁴)
1	3,45	5,4	18,63	45,2709	18,4786	63,7495
2	4,1	5,4	22,14	53,8002	31,0144	84,8146
3	3,55	5,4	19,17	46,5831	20,1324	66,7155
4	4,1	5,4	22,14	53,8002	31,0144	84,8146
5	3,45	5,4	18,63	45,2709	18,4786	63,7495
6	3,45	4,85	16,7325	32,7991	16,5965	49,3957
7	4,1	4,85	19,885	38,9787	27,8555	66,8343
8	3,55	4,85	17,2175	33,7498	18,0819	51,8318
9	4,1	4,85	19,885	38,9787	27,8555	66,8343
10	3,45	4,85	16,7325	32,7991	16,5965	49,3957

Tableau VI.2 Caractéristiques géométriques du radier

$$D_x = X_{Gr} - X_i ; D_y = Y_{Gr} - Y_i \quad I_{rx} = I_{gx} + S_i \times D_{xi}^2 ; \quad I_{ry} = I_{gy} + S_i \times D_{yi}^2$$

❖ Inertie et Centre de gravité du radier

p	Xi (m)	Yi (m)	S (m ²)	Si* Xi	Si* Yi	D _x (m)	D _y (m)	I _{rx} (m ⁴)	I _{ry} (m ⁴)
1	1,725	2,7	18,63	32,1367	50,301	7,6	2,425	1121,3397	128,0346
2	5,5	2,7	22,14	121,77	59,778	3,825	2,425	377,7222	161,2114
3	9,325	2,7	19,17	178,7602	51,759	0	2,425	46,5831	132,8640
4	13,15	2,7	22,14	291,141	59,778	- 3,825	2,425	377,7222	161,2114
5	16,925	2,7	18,63	315,3127	50,301	-7,6	2,425	1121,3397	128,0346
6	1,725	7,825	16,7325	28,8635	130,9318	7,6	-2,7	999,2683	138,5764
7	5,5	7,825	19,885	109,3675	155,6001	3,825	-2,7	329,9087	172,8172
8	9,325	7,825	17,2175	160,5531	134,7269	0	-2,7	33,7498	143,5975
9	13,15	7,825	19,885	261,4877	155,6001	- 3,825	-2,7	329,9087	172,8172
10	16,925	7,825	16,7325	283,1975	130,9318	-7,6	-2,7	999,2683	138,5764
∑ La somme			191,1625	1782,5903	979,7078			5736,8110	1477,7413

Tableau VI.3 Inertie et Centre de gravité du radier

VI.4.6.1 Le centre de gravité des masses du radier (infrastructure)

$$X_{Gr} = \frac{\sum X_i S_i}{\sum S_i} = \frac{1782,59031}{191,1625} = 9,325 \text{ m}$$

$$Y_{Gr} = \frac{\sum Y_i S_i}{\sum S_i} = \frac{979,7078}{191,1625} = 5,125 \text{ m}$$

VI.4.6.2 Le centre de gravité des masses superstructure :

Les longueurs maximales dans les deux directions sont :

$$L_x = 18,15 \text{ m}$$

$$L_y = 10,25 \text{ m}$$

$$X_{Gb} = L_x - X_{Gr} = 18,15 - 9,325 = 8,825 \text{ m}$$

$$Y_{Gb} = L_y - Y_{Gr} = 10,25 - 5,125 = 5,125 \text{ m}$$

VI.4.6.3 Détermination de l'excentricité :

$$e_x = |X_{Gb} - X_{Gr}| = 8,825 - 9,325 = 0,5 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{Gb} - Y_{Gr}| = 5,125 - 5,125 = 0 \text{ m}$$

☺ **Conclusion :**

Donc ; l'effet de l'excentricité est négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI.4.7 Détermination des charges et des surcharges :

❖ **Détermination des charges et surcharges :**

$$N = N_{\text{Radier}} + N_{\text{Bâtiment}}$$

$$N = G_{\text{Radier}} + G_{\text{Nervure}} + G_{\text{Sol}} + G_{\text{Bâtiment}} + Q$$

$$G_{\text{Radier}} = S_{\text{Radier}} \times \rho \times h_r = 210,32 \times 25 \times 0,4 = 2103,2 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Nervure}} = S_{\text{nervur}} \times \rho \times h_N = 49,29 \times 25 \times 0,5 = 616,125 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Sol}} = \gamma_m \times [(S_{\text{Radier}} \times h_{\text{Terre}}) - (V_{\text{Radier}} - V_{\text{Nervure}})] = 18 \times (210,32 \times 2) - (84,128 - 24,645)$$

$$G_{\text{Sol}} = 7512,037 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} G_{\text{Bâtiment}} = 13391,69 \text{ KN} \\ Q_{\text{Bâtiment}} = 2476,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N = G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{sol}} + G_{\text{Bâtiment}}$$

$$N = 2103,2 + 616,125 + 7512,037 + 13391,69 + 2476,03 = 26099,082 \text{ KN}$$

VI.4.8 Vérification :

JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ DES FONDATIONS (A.5.7 RPA99/2003)

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions des fondations et ouvrages de soutènement.

Suivant A.10.1.5 RPA99/2003 : Vérification de la stabilité au renversement : Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e: L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment du au séisme (ELS).

N : Charge verticale (ELS).

$$L_x = 18,15 \text{ m}$$

$$L_y = 10,25 \text{ m}$$

1er cas suivant X ($L_x = 18,15 \text{ m}$) :

$$X_e = \frac{123673,27}{13391,69} = 9,235 \text{ m}$$

$$e_1 = |X_{cm} - X_e| \leq \frac{B}{4}$$

$$e_1 = |9,23 - 9,08| = 0,155 \leq \frac{18,15}{4} = 4,53 \text{ m} \dots CV$$

2eme cas suivant X ($L_x = 10,25 \text{ m}$) :

$$Y_e = \frac{71560,200}{13391,69} = 5,49 \text{ m}$$

$$e_2 = |5,50 - 5,34| \leq \frac{B}{4}$$

$$e_2 = |5,50 - 5,34| = 0,16 \leq \frac{18,15}{4} = 4,53 \text{ m} \dots CV$$

VI.4.8.1 Vérification de la contrainte du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte maximale :

$$\sigma_{\text{sousradier}} \leq 1,5 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{sousradier}} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} = \frac{26099,082}{210,32} \times 10^{-2} = 1,24 \text{ bar}$$

$$1,5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 1,5 * 1,5 = 2,25 \text{ bar}$$

$$1,24 \text{ bar} < 2,25 \text{ bar} \dots cv$$

VI.4.8.2 Vérification de la compression sous G+Q±E :

Les contraintes sous le radier doivent satisfaire les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{1-2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} \times X_G \leq 1,5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{1-2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I_{yy}} \times Y_G \leq 1,5 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{array} \right.$$

$$N = 26099,082 \text{ KN}$$

$$S_{\text{radier}} = 210,32 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 5736,8110 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 1477,7413 \text{ m}^4$$

$$X_{Gr} = 9,325 \text{ m}$$

$$Y_{Gr} = 5,125 \text{ m}$$

Sens xx

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{xx}} \times X_{Gr} = \frac{26099,082 \times 10^{-3}}{210,32} + \frac{26099,082 \times 10^{-3} \times (0,5)}{5736,8110} \times 9,325 = 0,145 \text{ bar} < 2,25 \text{ bar} \dots \text{CV} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{xx}} \times X_{Gr} = \frac{26099,082 \times 10^{-3}}{210,32} - \frac{26099,082 \times 10^{-3} \times (0,5)}{5736,8110} \times 9,325 = 0,102 \text{ bar} < 2,25 \text{ bar} \dots \text{CV} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,145 + 0,102}{4} = 0,134 < 2,25 \text{ bar} \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Sens yy

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{yy}} \times Y_{Gr} = \frac{26099,082 \times 10^{-3}}{210,32} + \frac{26099,082 \times 10^{-3} \times (0)}{1477,7413} \times 5,125 = 0,124 \text{ bar} < 2,25 \text{ bar} \dots \text{CV} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{yy}} \times Y_{Gr} = \frac{26099,082 \times 10^{-3}}{210,32} - \frac{26099,082 \times 10^{-3} \times (0)}{1477,7413} \times 5,125 = 0,124 \text{ bar} < 2,25 \text{ bar} \dots \text{CV} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,124 + 0,124}{4} = 0,124 \text{ bar} < 2,25 \text{ bar} \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

La stabilité de la structure est assurée dans les deux directions.

VI.4.9 Ferrailage du radier :

Ferrailage du radier nervurée :

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93, La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. , d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν)

VI.4.9.1 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables

Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

{ Si $\alpha < 0,4$ Le panneau porte dans un seul sens
{ Si $0,4 < \alpha < 1$ Le panneau porte dans les deux sens

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : La petite portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

La dalle, pour un largeur unitaire, sont définie comme suit : Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

ν : Coefficient de poisson

ν : 0 À L'ELU

ν : 0,2 A L'ELS

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, Le règlement de B.A.E.L.91/99 nous préconise une réduction du moment isostatique, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Pour un panneau rive		Panneau intermédiaire	
Dans le sens de la petite portée (X-X) :	Dans le sens de la grande portée (Y-Y) :	Moments en travée	Moments en appuis
$M_{t_x} = 0.85 M_x$ Travée $M_{a_x} = -0.3M_x$ Appuis de rive $M_{a_x} = -0.3M_x$ autre appuis	$M_{t_y} = 0.85 M_y$ Travée $M_{a_y} = -0.3M_y$ Appuis de rive $M_{a_y} = -0.5M_y$ autre appuis	$M_{t_x} = 0.75 M_{ox}$ $M_{t_y} = 0.75 M_{oy}$	$M_{a_x} = -0.5M_x$ $M_{a_y} = -0.5M_y$

Tableau VI.4 Les moment dans les défèrent panneau

VII.4.9.1.1 Évaluation des charges

ELU :

$$\frac{N_{u_{batiment}} + 1,35N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{21792,8265 + 1,35(1823,25)}{210,32} = 115,320 \text{ KN}$$

ELS :

$$\frac{N_{u_{batiment}} + N_{radier}}{S_{radier}} = \frac{21792,8265 + 1823,25}{210,32} = 112,286 \text{ KN}$$

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires qui dépendent du coefficient de poisson et de rapport :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{5} = 0,74$$

$0,4 < \rho = 0,74 < 1$

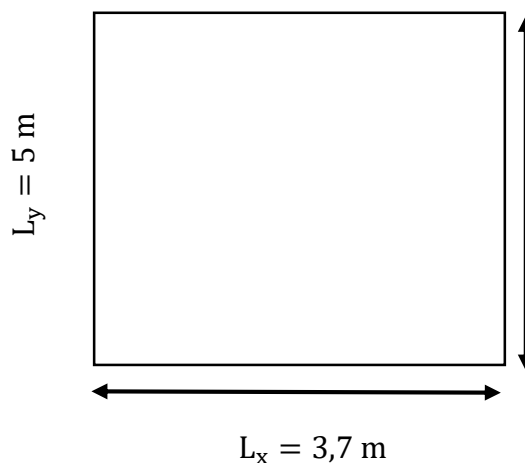


Figure VI.3 Schéma de la dalle du radier

Le panneau porte dans les deux sens

VI.4.9.1.2 Calcul des sollicitations :

ELU : $\nu : 0$

ELS : $\nu : 0,2$

$\rho = 0,74 : \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$

$\rho = 0,74 : \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{cases}$

Sens x

Sens xx

$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$

$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$

$M_{ox} = 0,0634 \times 115,320 \times 3,7^2$

$M_{ox} = 0,0696 \times 112,286 \times 3,7^2$

$M_{ox} = 100,0915 \text{ KN.m}$

$M_{ox} = 106,9887 \text{ KN.m}$

Sens y

Sens y

$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

$M_{oy} = 0,494 \times 100,0915$

$M_{oy} = 0,632 \times 106,9887$

$M_{oy} = 49,4452 \text{ KN.m}$

$M_{oy} = 67,6168 \text{ KN.m}$

Donc les sollicitations sont :

✓ **Panneau intermédiaire :**

Moments en travée : $M_{tx} = 0.75 M_{ox}$ $M_{ty} = 0.75 M_{oy}$

Moments en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = - 0.5 M_o$

	Moment en travée (KN. m)		Moment sur appui (KN. m)	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)	Sens (x-x)	Sens (y-y)
ELU	75,0686	37,0839	50,0457	24,7226
ELS	80,2415	50,7126	53,4943	33,8084

Tableau VI.5 Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

VI.4.9.1.3 Calcul des armatures :

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\beta_u = 0,8\alpha$

$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$

Sens (x-x)

En travée :

$$\mu = \frac{75,0686 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,2} = 0,073 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,073 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,073)}) \Rightarrow \alpha = 0,094$$

$$\beta_u = 0,8(0,094) = 0,075$$

$$A_s = \frac{0,075 \times 1 \times 0,27 \times 14,2}{348} = 8,26 \times 10^{-4}$$

$$A_s = 8,26 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{50,0457 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,048 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,048)}) \Rightarrow \alpha = 0,062$$

$$\beta_u = 0,8(0,062) = 0,049$$

$$A_s = \frac{0,049 \times 1 \times 0,27 \times 14,2}{348} = 5,40 \times 10^{-4}$$

$$A_s = 5,40 \text{ cm}^2$$

Sens (y-y)

En travée :

$$\mu = \frac{37,0839 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,036 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,036)}) \Rightarrow \alpha = 0,045$$

$$\beta_u = 0,8(0,045) = 0,036$$

$$A_s = \frac{0,036 \times 1 \times 0,27 \times 14,2}{348} = 3,96 \times 10^{-4}$$

$$A_s = 3,96 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{24,7226 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,024 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,024)}) \Rightarrow \alpha = 0,030$$

$$\beta_u = 0,8(0,030) = 0,024$$

$$A_s = \frac{0,024 \times 1 \times 0,27 \times 14,2}{348} = 2,64 \times 10^{-4}$$

$$A_s = 2,64 \text{ cm}^2$$

Pour des barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre Supérieur à 6 mm (CBA99 art B.7.4) :

$$A_{\min x} = 0,0008 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

$$A_{\min y} = 0,0008 \times b \times h$$

Sens (x-x)

En travée :

$$A_{\min x} = 0,0008 \times 1 \times 0,3 \times \frac{3 - 0,74}{2} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_{\min x} = 0,0008 \times 1 \times 0,3 \times \frac{3 - 0,74}{2} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Sens (x-x)

En travée :

$$A_{\min y} = 0,0008 \times 1 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_{\min y} = 0,0008 \times 1 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

VII.4.9.1.4 Armatures longitudinales

Sens (x-x)

En travée

$$A_s = \max(A_s; A_{\min})$$

$$A_s = \max(8,26 \text{ cm}^2; 2,71 \text{ cm}^2) = 8,26 \text{ cm}^2$$

On adopte 8HA12 = 9,05 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max(A_s; A_{\min})$$

$$A_s = \max(5,40 \text{ cm}^2; 2,71 \text{ cm}^2) = 5,40 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm²

Sens (y-y)

En travée

$$A_s = \max(A_s; A_{\min})$$

$$A_s = \max(3,96 \text{ cm}^2; 2,4 \text{ cm}^2) = 3,96 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4,52 cm²

Sur appuis :

$$A_s = \max(A_s; A_{\min})$$

$$A_s = \max(2,64 \text{ cm}^2; 2,4 \text{ cm}^2) = 2,64 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4,52 cm²

VI.4.9.1.5 Espacement des armatures

En travée :

$$St \geq \min(3h ; 33\text{cm}) \text{ Avec } h = 30 \text{ cm}$$

$$St \geq \min(90 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

On adopte : St = 15cm

Sur appuis :

$$St \geq \min(3h ; 33\text{cm})$$

On adopte : St = 25cm

Armatures transversales :

Il faut vérifiée que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \quad \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

Sens x-x :

$$T_{ux} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x + L_y}$$

$$T_{ux} = \frac{115,320 \times 3,7 \times 5}{2 \times 3,7 + 5} = 172,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{172,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,64 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$... Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$T_{uy} = \frac{q_u \times L_x}{3}$$

$$T_{uy} = \frac{115,320 \times 3,7}{3} = 142,23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{142,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,53 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$... Condition vérifiée.

Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

VI.4.10 Vérification à L'ELS

Exemple de calcul :

Sens (x-x)

En travée

Calcul de la position de l'axe neutre :

Il faut résoudre l'équation :

$$by^2 + 30(As + As') \times y - 30(d \times As + d' \times As') = 0 \text{ Avec } As' = 0$$

$$100y^2 + 30(9,05) \times y - 30(27 \times 9,05) = 0$$

$$100y^2 + 271,5y - 7330,5 = 0$$

$$y = 7,31 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(d - y)^2 As + 15(y - c)^2 As' = 0 \text{ Avec : } As' = 0$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(d - y)^2 As = 0$$

$$I = \frac{1}{3} 100 \times 7,31^3 + 15(27 - 7,31)^2 \times 9,05 = 0$$

$$I = 65650,3419 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{80,2415 \times 10^{-3}}{65650,3419 \times 10^{-8}} = 122,22 \text{ MN / m}^3$$

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = k * y_{ser} = 122,22 * 0,0731 = 8,93 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 8,93 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15K (d - y_{ser}) = 15 * 122,22(0,27 - 0,0731) = 360,97 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 360,97 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_s} = 201,36 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

		M_{ser}	y (cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Obs	$\sigma_s(\text{MPa})$	Obs
En travée	X-X	80,2415	7,31	65650,3419	8,93	CV	360,97	CNV
	Y-Y	50,7126	5,41	28708,88721	9,55	CV	572,04	CNV
Sur appui	X-X	53,4943	5,97	44574,15037	7,16	CV	378,57	CNV
	Y-Y	33,8084	5,41	28708,88721	6,37	CV	381,36	CNV

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Redimensionnement :

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_s}}$$

$$\mu_{ser} = \frac{15 \times 80,2415 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 201,63} = 0,0818$$

On a : $\alpha^3 - 3\alpha^2 - 6\mu_{ser}(\alpha - 1)$

Avec : $\alpha = \frac{y}{d} = \frac{7,31}{27} = 0,2707$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \times d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} = \frac{80,2415 \times 10^{-3}}{201,63 \times 0,27 \times \left(1 - \frac{0,2707}{3}\right)} = 16,20$$

		M_{ser}	y_{ser} (cm)	μ_{ser}	α	A_s	As adopte	St
En travée	X-X	80,2415	7,31	0,0818	0,270	16,19	9HA16=18,10	15
	Y-Y	50,7126	5,41	0,0517	0,200	9,98	5HA16=10,05	20
Sur appui	X-X	53,4943	5,97	0,0545	0,221	10,60	6HA16=12,06	15
	Y-Y	33,8084	5,41	0,0345	0,200	6,65	5HA14=7,70	20

VI.5 Etude du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 50$ cm, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{m}$

Schéma statique :

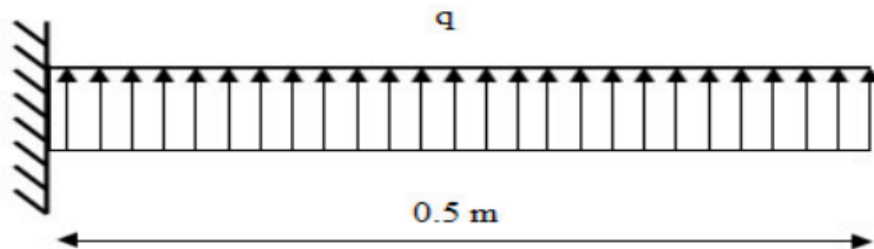


Figure VI.4 Schéma statique du débord

Les données :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9h = 0,9(30) = 27 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} ; L = 50 \text{ cm}$$

$$q_u = 115,320 \text{ KN/m} ; q_{ser} = 112,286 \text{ KN/m}$$

VI.5.1 Sollicitations de calcul :

ELU :

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{115,320 \times 0,5^2}{2} = 14,415 \text{ KN.m}$$

VI.5.2 Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{14,415 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta_u = 0,8\alpha$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,014)}) \Rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\beta_u = 0,8(0,0176) = 0,014$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,014 \times 1 \times 0,27 \times 14,2}{348} = 1,54 \times 10^{-4}$$

$$A_s = 1,54 \text{ cm}^2$$

VI.5.3 Condition de non fragilité :

$$A_{s_{\min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,23 \times 1 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 3,26 \times 10^{-4}$$

$$A_{s_{\min}} = 3,26 \text{ cm}^2$$

VI.5.4 Armatures longitudinales :

$$A_s = \max(A_s; A_{\min})$$

$$A_s = \max(1,54 \text{ cm}^2; 3,26 \text{ cm}^2) = 3,26 \text{ cm}^2$$

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

VI.5.5 Vérification au cisaillement :

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

Avec :

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

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

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

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

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{115,320 \times 0,5}{2} = 28,83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,107 \text{ MPa}$$

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

$$0,107 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Schéma de ferrailage :

Sens xx

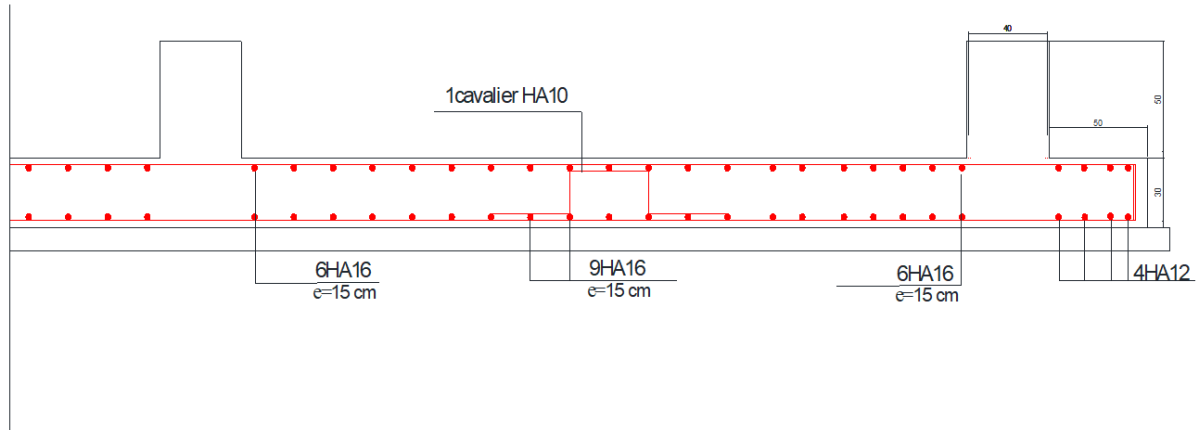


Figure VI.5 Schéma de ferrailage du radier Sens xx

Sens yy

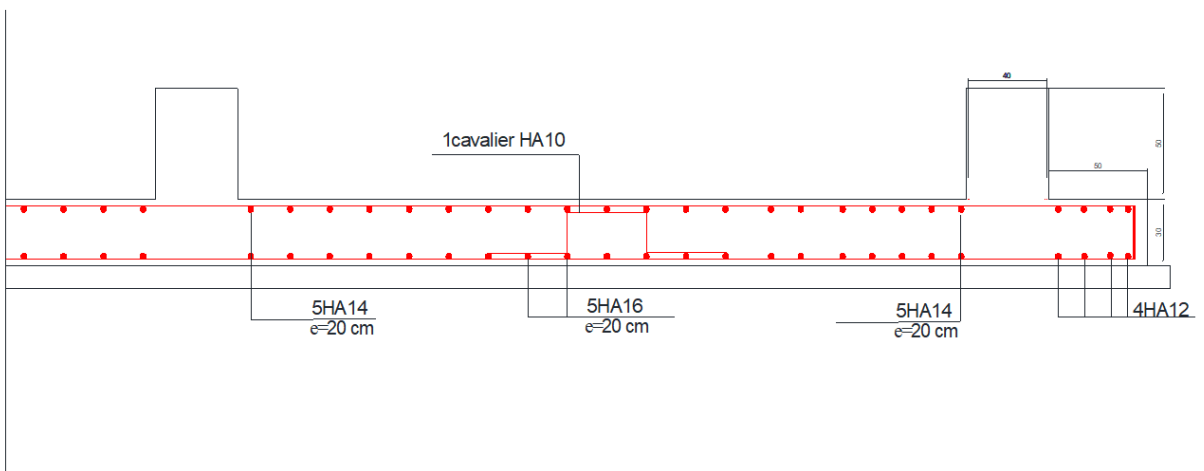


Figure VI.6 Schéma de ferrailage du radier Sens YY

VI.6 Calcul des nervures

▪ Les sollicitations sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures. Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire $p_1 = \frac{1}{3} \times q \times L$

p_1 =charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge triangulaire

- Charge trapézoïdale : $p_2 = \frac{q \times L}{2} \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right)$

p_2 =charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge trapézoïdale.

Sens X : Rouge : Moment sur appuis (KN. m) ; Vert : Moment travée (KN. m)

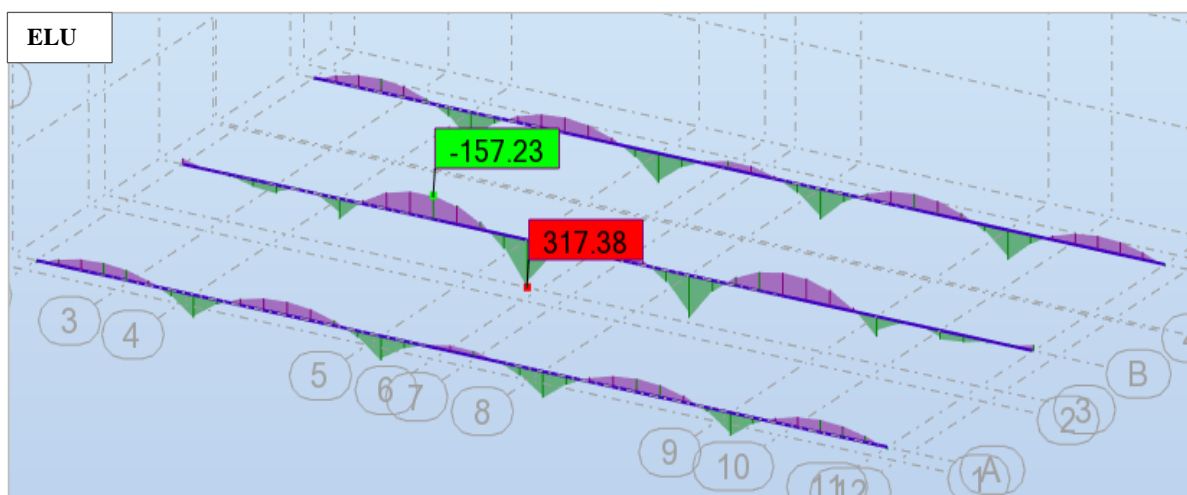


Figure VI.7 Sollicitations des nervures sens X A'ELU

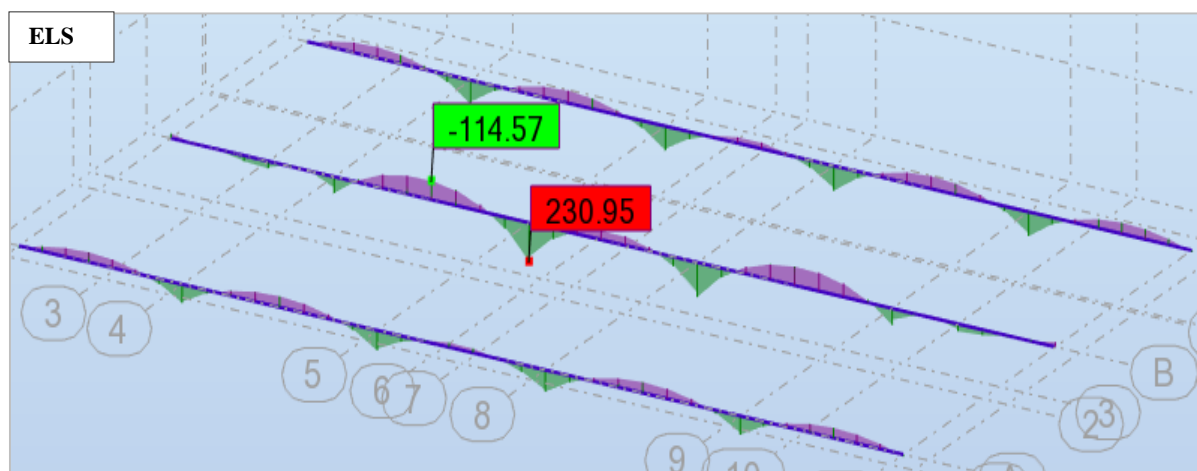


Figure VI.8 Sollicitations des nervures sens X A'ELS

Sens Y : Rouge : Moment sur appuis (KN. m) ; Vert : Moment travée (KN. m)

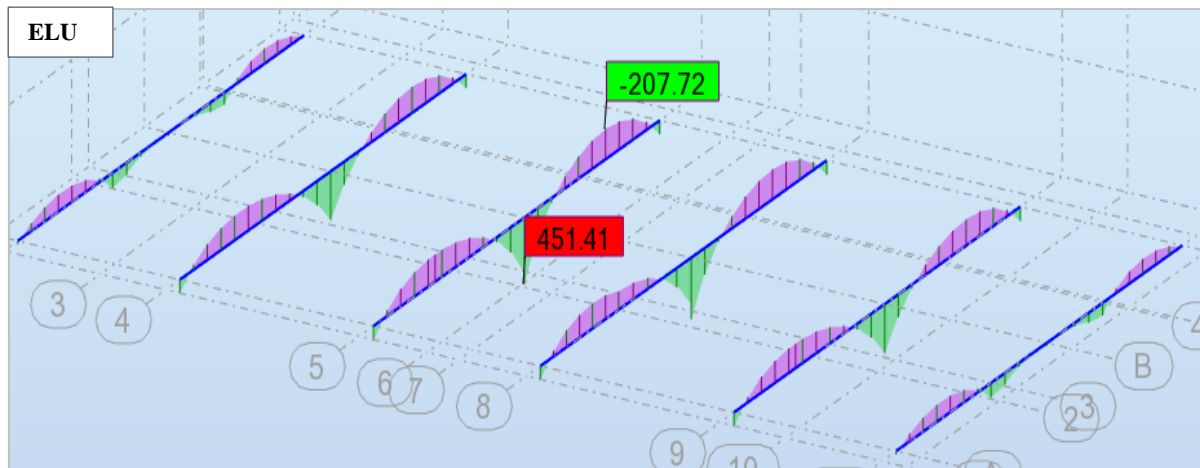


Figure VI.9 Sollicitations des nervures sens Y A'ELU

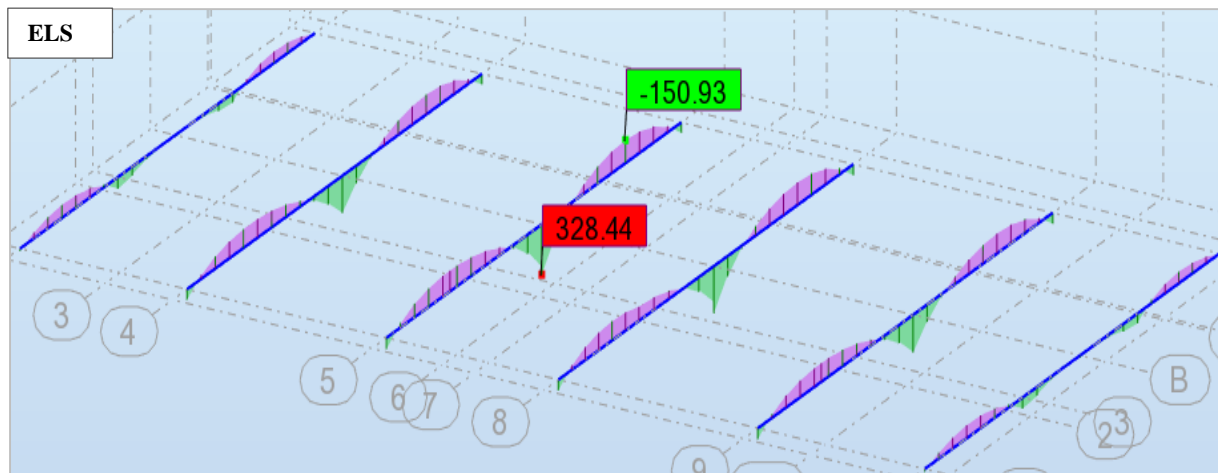


Figure VI.10 Sollicitations des nervures sens Y A'ELS

Combinons	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	M _{travée} (KN. m)	M _{appuis} (KN. m)	M _{travée} (KN. m)	M _{appuis} (KN. m)
ELU	-157,23	317,23	-207,72	451,41
ELS	-114,57	230,95	-150,93	328,44

Tableau VI.6 Tableau récapitulatif des moments de la nervure

VI.6.1 Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinal :

$$b = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 0,9(80) = 72 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_{\text{travée}}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{207,72 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,72^2 \times 14,2} = 0,063 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,063 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta_u = 0,8\alpha$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,063)}) \Rightarrow \alpha = 0,081$$

$$\beta_u = 0,8(0,081) = 0,065$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,065 \times 1 \times 0,72 \times 14,2}{348} = 1,91 \times 10^{-3}$$

$$A_s = 19,1 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{\text{appuis}}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{451,41 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,72^2 \times 14,2} = 0,136 < \mu_1 = 0,391 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc $A's = 0$ {section armée par des armatures tendues}

$$\mu = 0,136 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta_u = 0,8\alpha$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,136)}) \Rightarrow \alpha = 0,183$$

$$\beta_u = 0,8(0,183) = 0,146$$

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,146 \times 1 \times 0,72 \times 14,2}{348} = 4,289 \times 10^{-3}$$

$$A_s = 42,89 \text{ cm}^2$$

VI.6.2 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

(CBA93 Art A.4.2)

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s_{min}} = 0,23 \times 0,45 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400} = 3,91 \times 10^{-4}$$

$$A_{s_{min}} = 3,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{travée}} = 19,1 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 3,91 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{s_{appuis}} = 42,89 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 3,91 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Section minimale des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003) :

$$A_{s_{RPA}} = 0,005 \cdot b \cdot h$$

En travée :

$$A_{s_{RPA}} = 0,005 \times 0,45 \times 0,80$$

$$A_{s_{RPA}} = 18 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_{s_{RPA}} = 0,005 \times 0,45 \times 0,80$$

$$A_{s_{RPA}} = 18 \text{ cm}^2$$

c) Choix des armatures :

$$A_s = \max(A_s ; A_{s_{RPA}} ; A_{s_{min}})$$

En travée :

$$A_s = \max(19,1 \text{ cm}^2 ; 18 \text{ cm}^2 ; 3,91 \text{ cm}^2) = 19,1 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_s = \max(43,89 \text{ cm}^2 ; 18 \text{ cm}^2 ; 3,91 \text{ cm}^2) = 43,89 \text{ cm}^2$$

	Travée	Appuis
$A_{s_{cal}}$ (cm²)	19,1	42,89
Choix	10HA16	8HA20+6HA20
$A_{s_{adopte}}$ (cm²)	20,1	43,89

Tableau VI.7 Choix final des armatures

d) Le pourcentage maximal des aciers (A.7.5.2.1 RPA99/2003)

Il faut vérifier que :

$$A_s \leq A_{s \max}$$

En travée :

Zone courante :

$$A_{s \max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 0.45 \times 0.80 = 144 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 20,1 \text{ cm}^2 < A_{s \max} = 144 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Zone de recouvrement :

$$A_{s \max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 0.45 \times 0.80 = 216 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 20,1 \text{ cm}^2 < A_{s \max} = 216 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sur appui :

Zone courante :

$$A_{s \max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 0.45 \times 0.80 = 144 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 43,89 \text{ cm}^2 < A_{s \max} = 144 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Zone de recouvrement :

$$A_{s \max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 0.45 \times 0.80 = 216 \text{ cm}^2$$
$$A_s = 43,89 \text{ cm}^2 < A_{s \max} = 216 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{800}{35}; \frac{450}{10}; \phi_t\right)$$

$$\phi_t = \min(22,85 \text{ mm}; 45 \text{ mm}; 16 \text{ mm})$$

On adopte

e) Calcul de l'espacement :

D'après le CBA93 : l'espacement minimal des cadres est donné par la formule :

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(0,9 \times 72; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(64,8 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

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

On adopte **St = 20 cm**

L'espace minimal des cadres en :

D'après le RPA99/2003(art7.5.2.2)

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\phi_L \right]$$

$$S_t \leq \min \left[\frac{80}{4}; 12 \times 1,6 \right] \Rightarrow S_t \leq \min[20 \text{ cm}; 19,2\text{cm}]$$

$$S_t \leq 19,2 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

✓ Zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{80}{2} = 40\text{cm}$$

$$\text{On prend } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Longueur de recouvrement :

$$L = 40\phi_l \text{ Zone IIa}$$

$$L1 = 40 * 2 = 80\text{cm}$$

$$L2 = 40 * 1.6 = 64\text{cm}$$

Section minimale des aciers transversaux

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

✓ Zone nodale :

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

✓ En dehors de la zone nodale :

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2$$

Pour les deux zones, on adopte : $A_t=4T10=3,14\text{cm}^2$.

Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93 A.5.1.2.1) :

Il faut que :

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

La contrainte ultime de cisaillement dans le cas de la fissuration préjudiciable est donnée par :

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

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

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

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

$$V = 553,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{553,31 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,72} = 1,71 \text{ MPa}$$

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

$$1,71 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

VI.6.3 Vérification à l'état limite de service :

Il faut vérifier ce qui suit :

Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$.

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \times y$

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Pour l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[266,67; 201,63]$$

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

Contrainte maximale dans l'acier :

$$\sigma_s = \eta K(d - y) \text{ Avec : } \eta = 15$$

En travée :

Il faut résoudre l'équation :

$$by^2 + 30(As + As') \times y - 30(d \times As + d' \times As') = 0 \text{ Avec } As' = 0$$

$$45y^2 + 30(20,1) \times y - 30(72 \times 20,1) = 0$$

$$45y^2 + 603y - 43416 = 0$$

$$y = 25,07 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(d - y)^2 As + 15(y - c)^2 As' = 0 \text{ Avec : } As' = 0$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(d - y)^2 As = 0$$

$$I = \frac{1}{3} 45 \times 25,07^3 + 15(72 - 25,07)^2 \times 20,1 = 0$$

$$I = 900380,375 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{150,93 \times 10^{-3}}{900380,375 \times 10^{-8}} = 16,76 \text{ MN / m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 16,76 \times 0,2507 = 4,201 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,201 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Contrainte maximale dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times 16,76(0,72 - 0,2507) = 117,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 117,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

Calcul de la position de l'axe neutre :

Il faut résoudre l'équation :

$$by^2 + 30(As + As') \times y - 30(d \times As + d' \times As') = 0 \text{ Avec } As' = 0$$

$$45y^2 + 30(43,89) \times y - 30(72 \times 43,89) = 0$$

$$45y^2 + 1316,7y - 94802,4 = 0$$

$$y = \mathbf{33,54 \text{ cm}}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(d - y)^2 As + 15(y - c)^2 As' = 0 \text{ Avec : } As' = 0$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(d - y)^2 As = 0$$

$$I = \frac{1}{3} 45 \times 33,54^3 + 15(72 - 33,54)^2 \times 43,89 = 0$$

$$I = 1539765,711 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{328,44 \times 10^{-3}}{1539765,711 \times 10^{-8}} = 21,33 \text{ MN / m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 21,33 \times 0,3354 = 7,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Contrainte maximale dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times 21,33(0,72 - 0,3354) = 123,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 123,05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

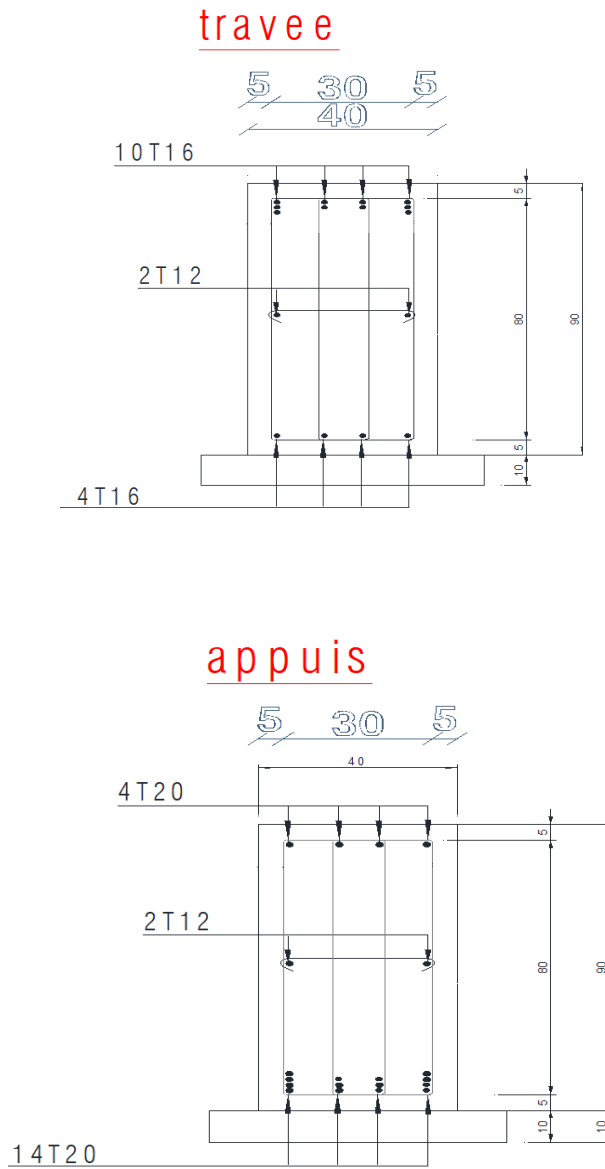


Figure VI.11 Schéma de ferrailage de nervure

VI.7 La dalle flottante :

VI.7.1 Introduction :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre-plein :

- Dallage porteur : est lié à la bêche périphérique.
- Dallage non porteur : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur

Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre-plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

La préparation du sol.

La mise en place de terre pleine.

L'exécution du dallage.

Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

Décapage.

Nivellement.

Compactage.

Drainage.

Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

Exécution de dallage :

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$, ces armatures placées à la partie supérieure.

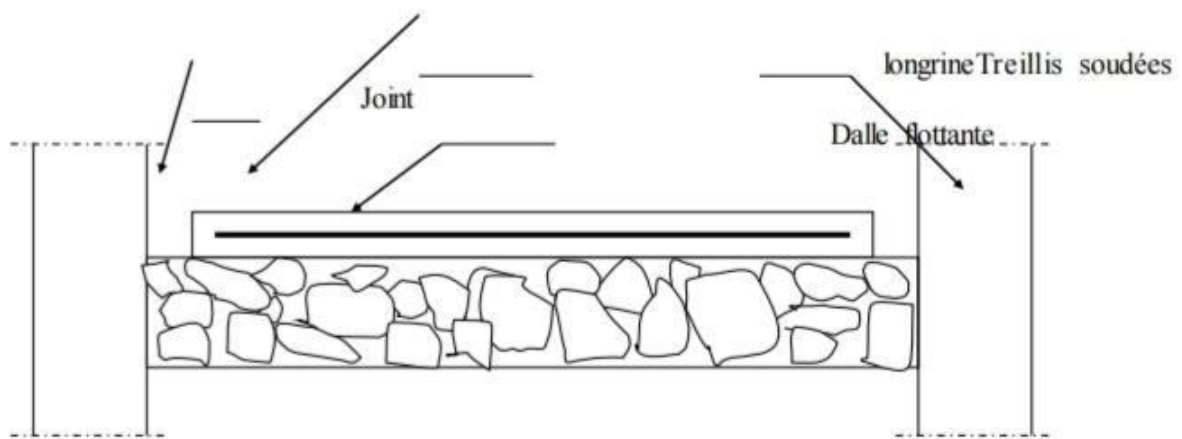


Figure VI.12 Exécution de dallage

Conclusion générale :

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne. L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre parcours pédagogique et de compléter celle-ci par des applications pratiques.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que : RPA99/V2003, BAEL 91, CBA93, la pratique des logiciels Comme : ROBOT, auto CAD ...etc.).

De ce fait, ce projet nous a permis aussi de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

LES REGLEMENTS :

- RPA99V2003 : Règlement Parasismique Algérienne.
- DTR B.C.2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA93 : Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé.
- BAEL91 : Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limite.

LES MEMOIRES DE FIN D'ETUDE :

- ✓ Etude d'un bâtiment en (R+5) contreventé par voiles-portiques en béton armé
 - *Université du 20 aout 55 Skikda (Promotion 2017)*
- ✓ Etude d'un Bâtiment R+6 en béton armé à usage multiples contreventé par un système de voiles porteurs
 - *Université du 20 aout 55 Skikda (Promotion 2022)*
- ✓ ETUDE D'UNE STRUCTURE RDC + 6 ETAGE + SOUS-SOL A USAGE D'HABITATION ET PARKING
 - *Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (Promotion 2023)*
- ✓ Study of building with base + five story Analyse with real accelerograph (Earthquake of El Harrouch Skikda 2020)
 - *Université du 20 aout 55 Skikda (Promotion 2023)*
- ✓ Etude d'un bâtiment R+8 et sous/sol contreventé par voile porteur
 - *UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA (Promotion 2017)*

Cour :

- Cour Béton Armé Dr S. BOUZIANE.
- Cour Génie parasismique Pr H.BOUZERD
- Cour Structure en béton armée MENDJEL

OUTILS INFORMATIQUE :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016.
- Autodesk AUTO CAD 2021.
- EXCEL 2013.
- WORD 2013.

ANNEXE

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

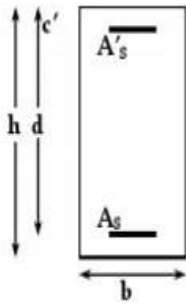
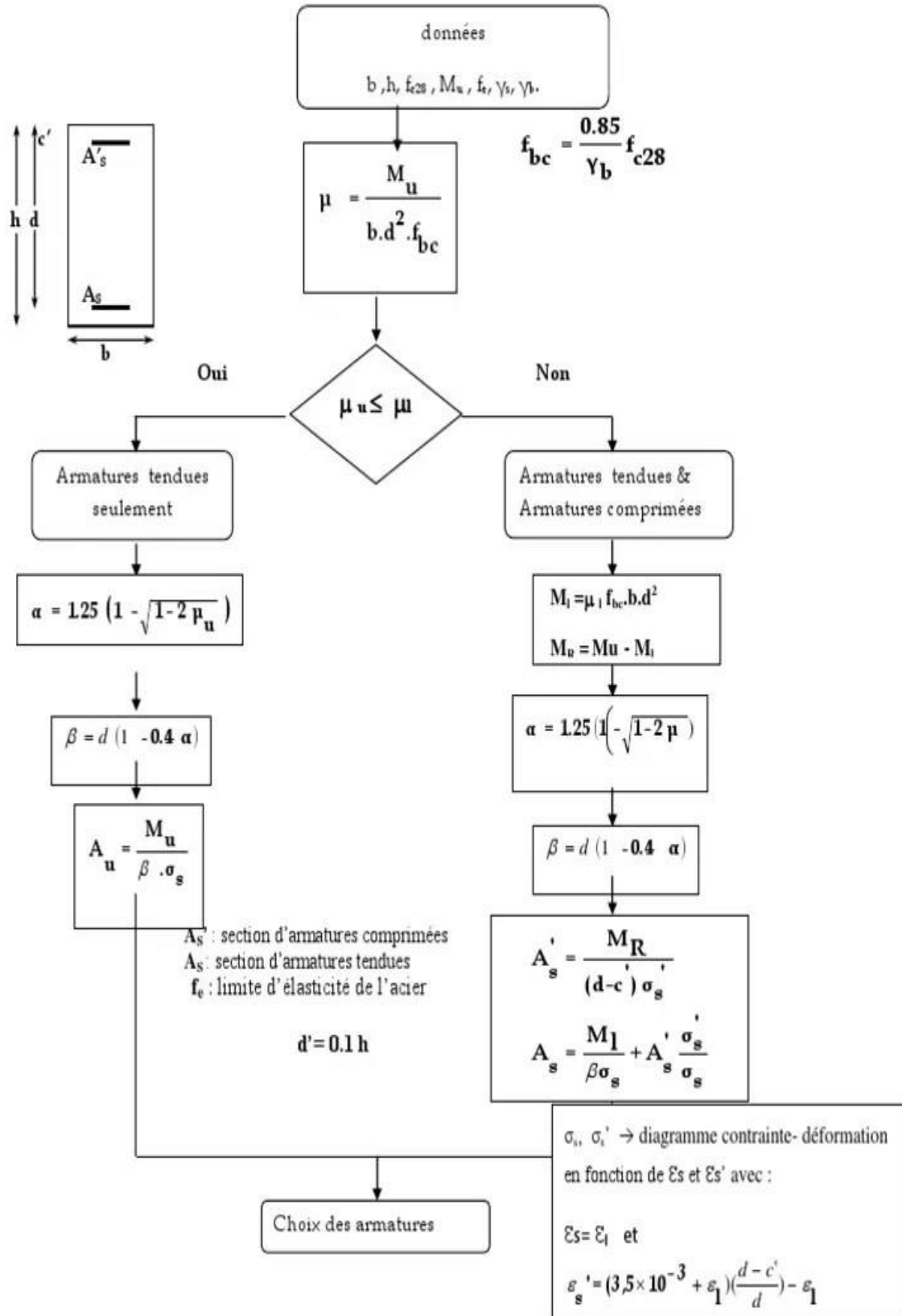
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

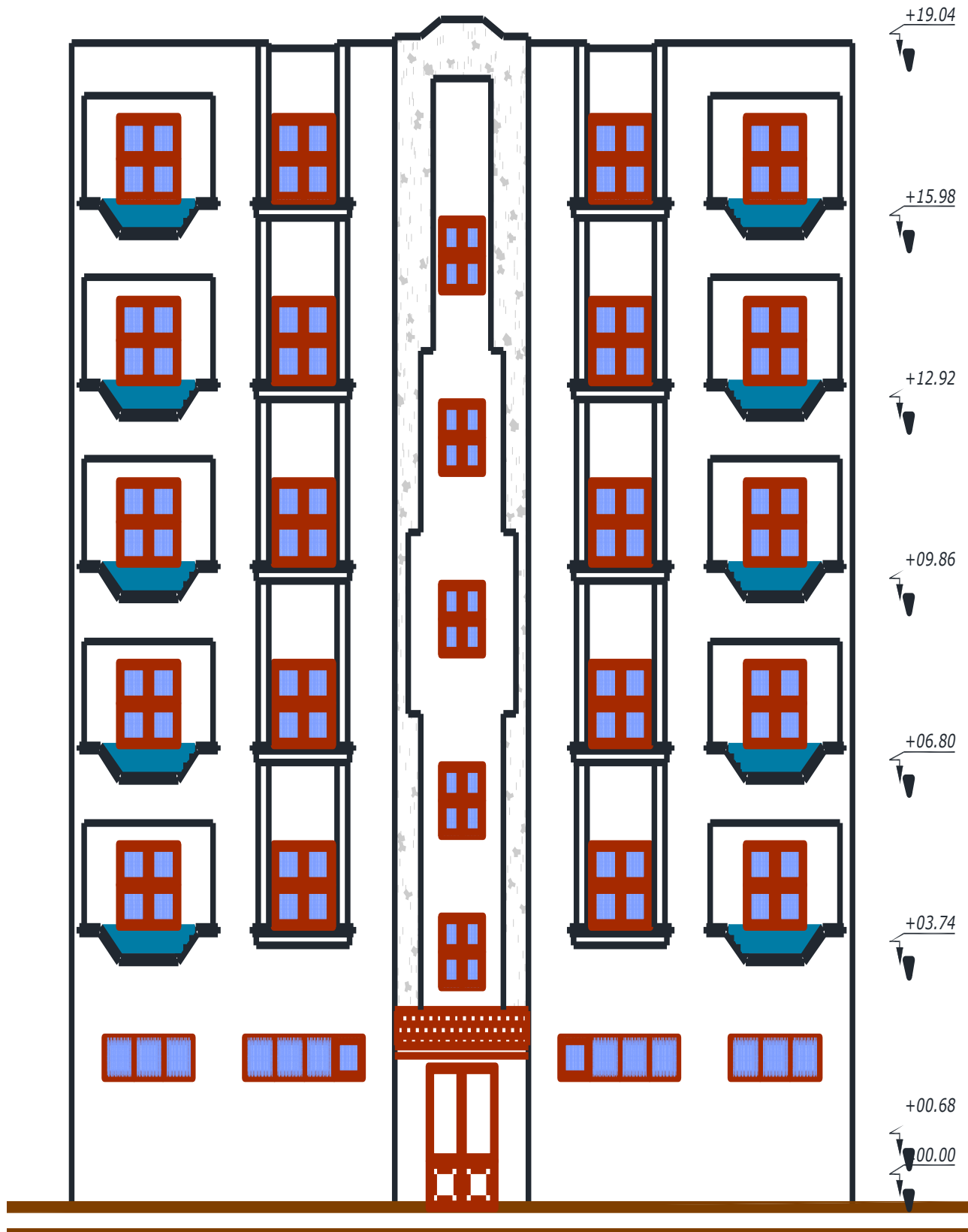
Nuance f_e (MPa)	$\frac{f_e}{\gamma_s}$ (MPa)	ϵ_{se}	α_l	μ_l
Fe E 215	189	0,935	0,789	0,429
Fe E 235	204	1,022	0,774	0,425
Fe E 400	348	1,739	0,668	0,391
Fe E 500	435	2,174	0,617	0,371

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

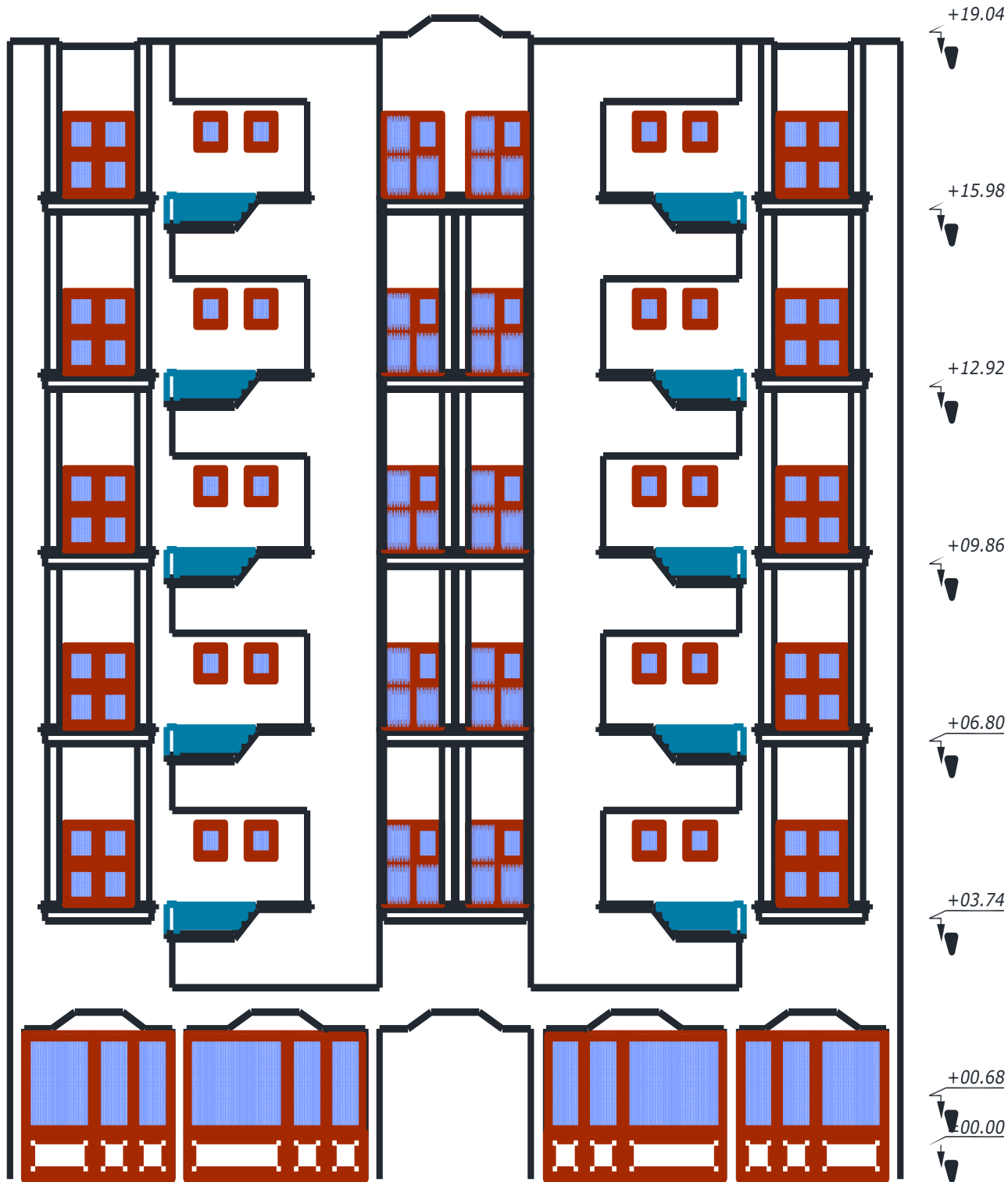
$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.83	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime

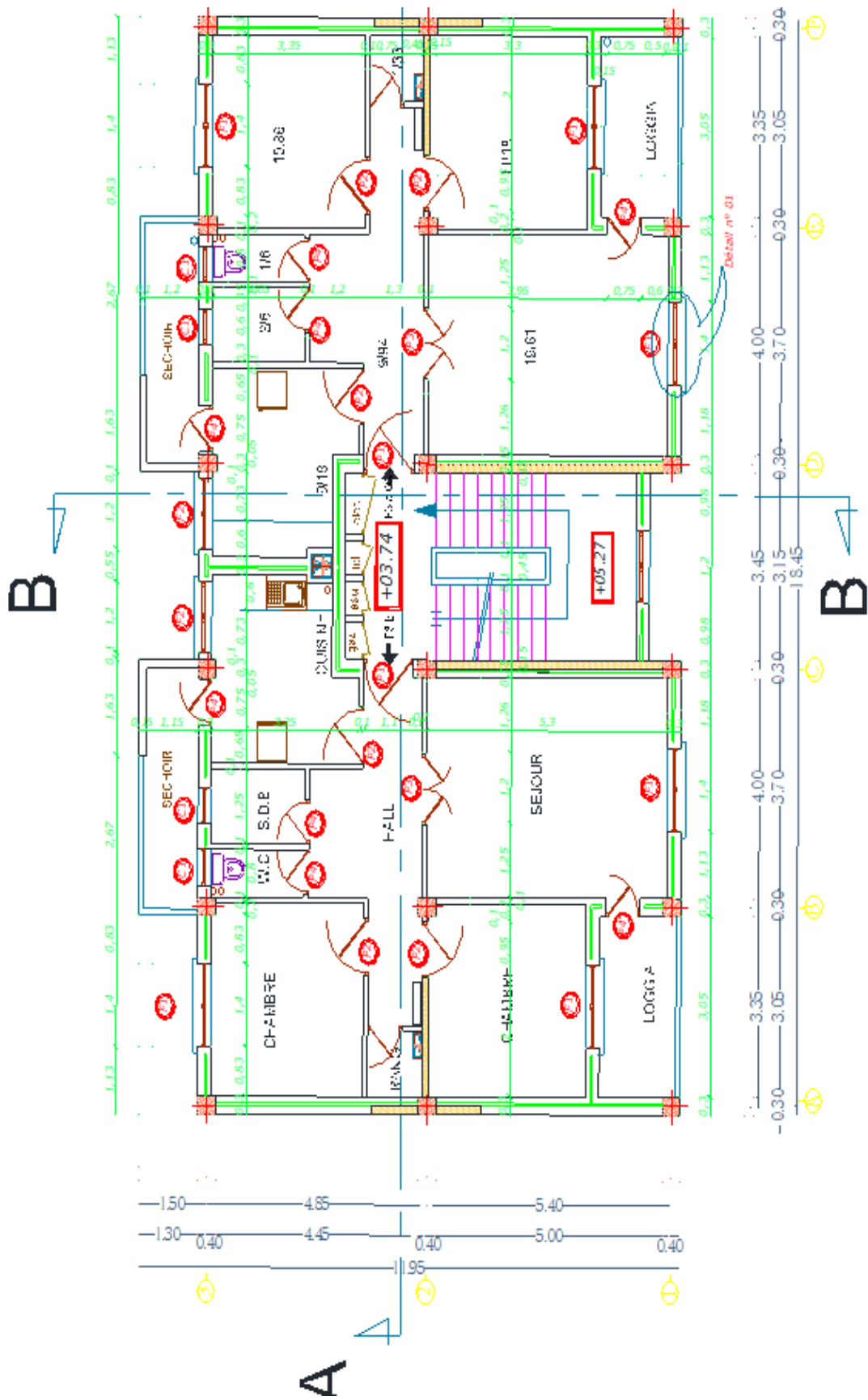




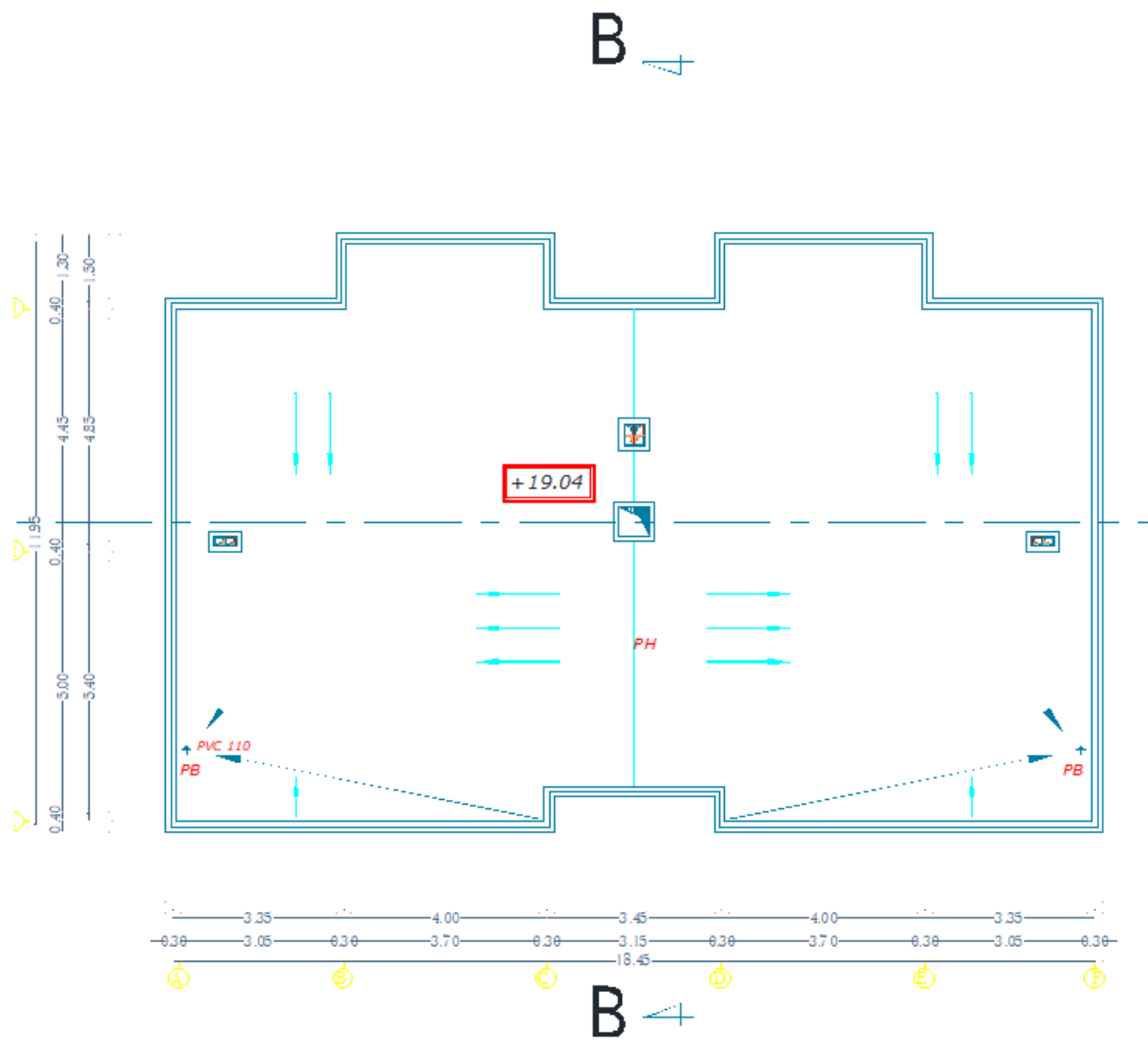
FACADE PRINCIPALE.



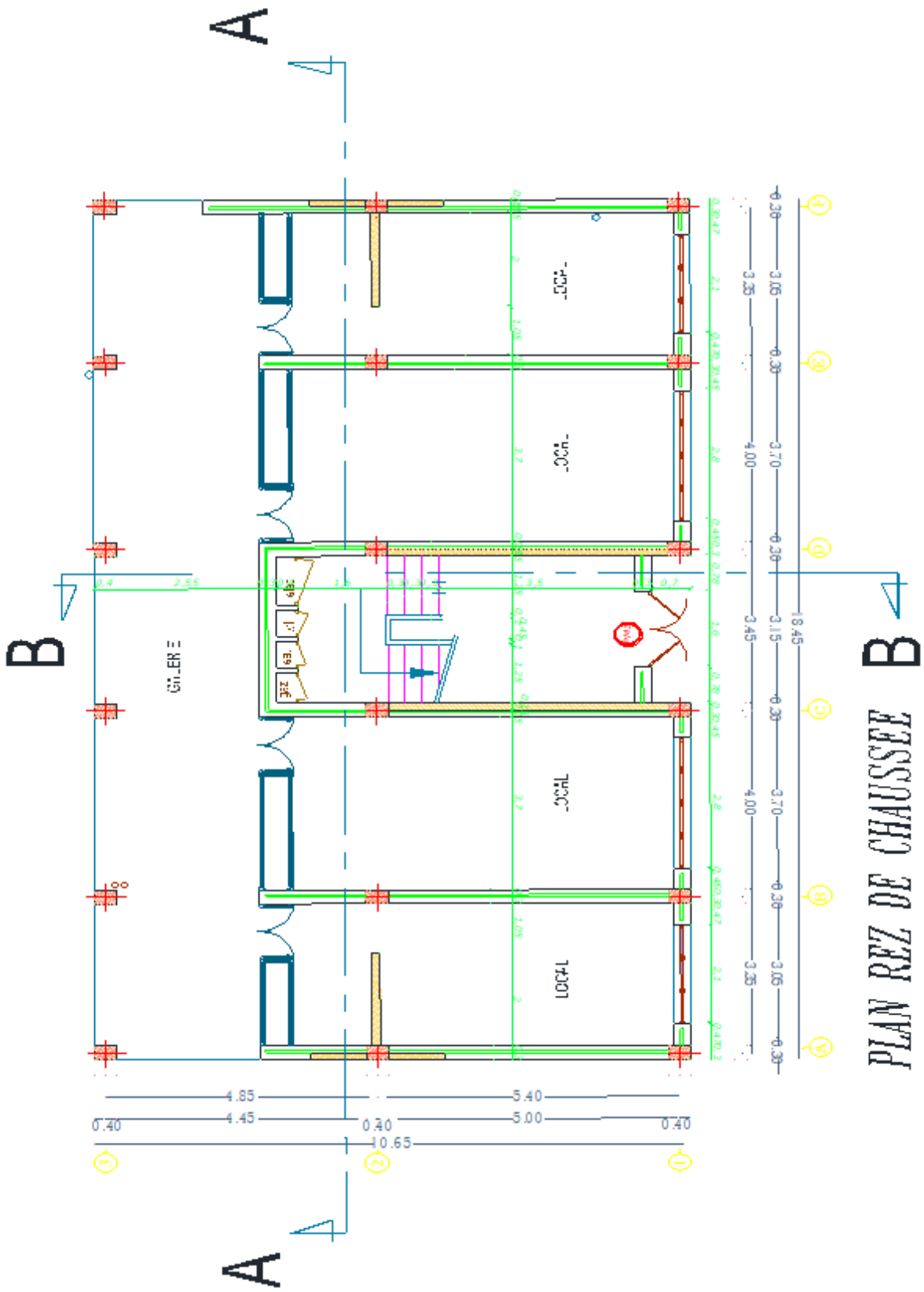
FACADE POSTERIEURE



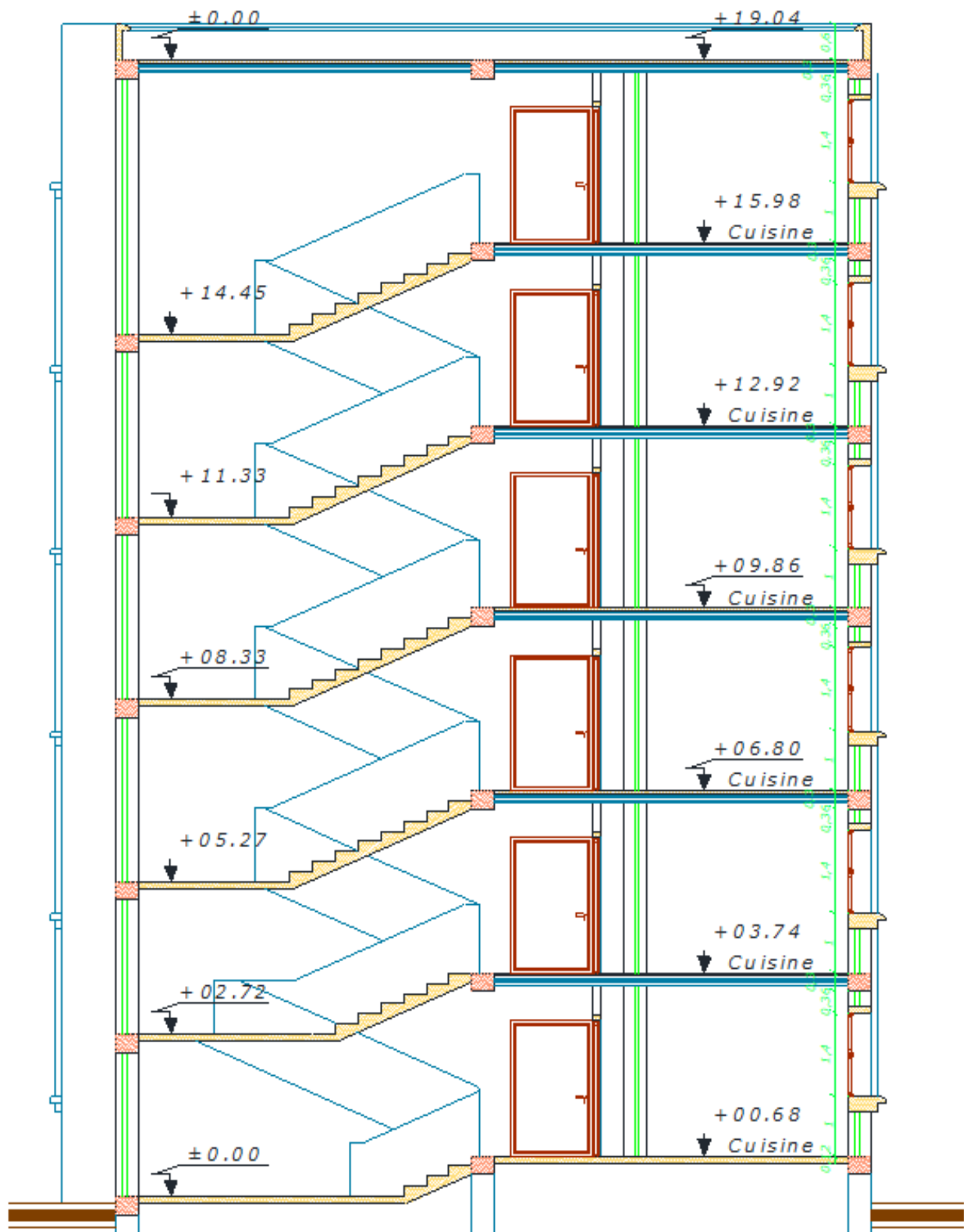
PLAN ETAGE COURANT



PLAN TERRASSE Niv: 19.04m



PLAN REZ DE CHAUSSEE



COUPE A-A.