

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Sciences et Technologie



N° Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Spécialité : Génie Civil
Option : Structure

**Etude d'un bâtiment (R+6) a usage d'habitation
situé en zone sismique contreventé par un système
mixte (voiles-portiques)**

Réalisé par :

- Djebli Sondous
- Kara Imane

Soutenu devant le jury :

Mr. RABEHI Mostafa
Mr. BENZAID Mehdi
Mr. TALEB Hosni Abderrahmane

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, tout puissant, de m'avoir
donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser
toutes les difficultés.

Nous tenons à remercier les personnes qui, de près ou de loin ont
participé à L'élaboration de ce mémoire, à commencer par :

Notre encadrant **Mr. TALEB HOSNI ABDERRAHMANE** pour son
soutien, son amabilité, son enthousiasme et sa présence dans les moments
difficiles et de doute.

Les membres du jury à savoir **Mr. BENZAID** et **Mr. RABEHI**.

Nous remercions très vivement tous nos professeurs,
nos promotionnaires, Amie (s) et tous nos proches qui ont contribué à la
réalisation de ce projet.

إهداء

وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ

من قال انا لها "نالها" وانا لها وان أبت رغما عنها أتيت بها

نلتها وعاشت مجداً عظيماً، لم يكن الحلم قريباً ولا الطريق سهلاً ولكنني وصلت..

عظم المراد، فهان الطريق، ونلت ما كان بالأمر حلاً

ما كنت لأفعل لولا أن الله مكّني، فالحمد لله عند البدء وعند الحتام، الحمد لله على التمام ثم على
لذة الإنجاز

إلى أبي العزيز _ عبد الفتاح _ الذي كان دائماً مصدر دعمي وقوتي وإلى أمي الحبيبة _ نادية _ التي
منحتني حبها ودعائها الصادق هذا المشروع هو ثمرة تعبكم وجهودكم شكراً لأنكما كنتما دائماً مصدر
قوتي وإلهامي

إلى رفيقات الروح أخواتي _ آية، بيلسان _ ورقة عيني إخوتي _ رائد، لواء، شهاب الدين _

إلى صديقة العمر ورفيقة المواقف _ فتيحة _

إلى صديقتي التي شاركتني هذه الرحلة التعليمية بكل ما فيها من تحديات وإنجازات _ إيمان _

وإلى كل من دعم وساهم في تحقيق هذا الإنجاز، أقول: شكري وامتناني يعجزان عن وصف جهودكم

إهداء

وَآخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ

الحمد لله حمدا يملأ السماوات والارض وما بينهما الحمد لله الذي لولا عونه ما بدأت ولولا رحمته ما واصلت ولولا فضله ما أتممت وفي خطوة السلم الأهم لنا وفي لحظاتنا الأخيرة ها أنا ارفع القبعة إحتراما لسنين مضت في الدراسة سهرنا فيها الليالي والأيام لتحقيق هذا الحلم بتوفيق من الله سبحانه

إلى أُمي دعامي الأولى ودفني الدائم

دعاؤك كل النور الذي أضاء عمتي والمعجزة التي تجاوزت بها كل تعب لك كل ما في هذا الطريق من خير وكل ما في هذا الانجاز من فخر

إلى أبي الغالي سندي

الذي أحمل اسمه بكل فخر واعتزاز إلى من بذل جمده لكي أصل إلى ما وصلت إليه إلى من علمني ان البناء الحقيقي يبدأ من الداخل

إلى اختي وإخوتي رفاق الضحكة والسند الهادئ كنتم دائما خلف الكواليس لكنكم كنتم كل العرض

وإلى كل صديقتي وكل من كان له بصمة في حياتي ونجاحي

إلى كل من علمني وإلى اساتذتي الذين رافقوني طيلة المشوار

وإلى صديقتي التي شاركتني هذه الرحلة التعليمية بكل ما فيها من تحديات وإنجازات

إلى أولئك الذين عانقت أرواحهم السماء قبل أن يستطيعوا معاقبة أحلامهم أشقاؤنا في غزة وإلى من لم تهزمهم الحرب ولم تنطفئ في عيونهم بريق الحلم أتم المهندسون الحقيقيون أتم من يعيد رسم الأمل على خرائط الحياة

سلام على أرض كل ذرة تشهد على ثباتكم

سلام على كل طالب منكم قرر أن يبني رغم أن العالم يهدم

إيمان

SOMMAIRE

Introduction Général.....	2
---------------------------	---

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction.....	4
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	4
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	8
I.4 Caractéristiques géométriques du sol	8
I.5 Description de l'ossature.....	9
I.6 Règles et hypothèses de calcul.....	12
I.6.1 Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).....	12
I.6.2 Règlement (BAEL 91).....	12
I.6.3 Nature des actions	13
I.6.4 Combinaison d'action.....	14
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	15
I.7.1 Béton.....	15
I.7.2 Acier.....	19
I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet.....	20
I.9 Conclusion	20

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charges

II.1 Introduction.....	22
II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux.....	22
II.2.1 Planchers.....	22
II.2.1.1 Planchers à corps creux	22
II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon).....	24
II.2.2 Évaluation des charges.....	31
II.3 Prédimensionnement des éléments structuraux.....	31
II.3.1 Poutres	31

II.3.2 Poteaux	33
II.3.3 Voile de contreventement	40
II.4 Conclusion.....	41

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	43
III.2 Calcul de l'acrotère	43
III.2.1 Introduction.....	43
III.2.2 Évaluation des Charges.....	44
III.2.3 Sollicitations	44
III.2.4 Ferrailage	45
III.3 Calcul des balcons.....	49
III.3.1 Introduction	49
III.3.2 Évaluation des charges.....	49
III.3.3 Sollicitations	50
III.3.4 Combinaisons.....	50
III.3.5 Vérification des contraintes	50
III.3.6 Condition de non fragilité.....	52
III.3.7 Vérification de l'effort tranchant.....	52
III.3.8 Vérification au séisme.....	53
III.3.9 Conclusion.....	54
III.4 Calcul des escaliers	54
III.4.1 Définition	54
III.4.2 Schéma statique	55
III.4.3 Charges et surcharges.....	55
III.4.4 Combinaisons des charges.....	55
III.5 Étude de la poutre palière.....	65
III.5.1 Définition.....	65
III.5.2 Pré dimensionnement.....	65
III.5.3 Évaluation des charges	66
III.5.4 Ferrailage à l'état limite ultime	67
III.5.5 Vérifications nécessaires	70
III.6 Calcul du plancher.....	73

III.6.1 Définition.....	73
III.6.2 Calcul des planchers (poutrelles).....	73
III.6.3 Détermination des sollicitations des planchées.....	80
III.6.4 Ferrailage des poutrelles.....	85
III.7 Conclusion	90

Chapitre IV : Étude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	92
IV.2 objective de l'étude sismique	92
IV.3 Classification de l'ouvrage selon leur importance	92
IV.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique.....	93
IV.4.1 Méthode modale spectrale.....	93
IV.4.2 Méthode statique équivalente.....	93
IV.5 Calcul de la Force Sismique Totale	94
IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base	103
IV.7 L'effort tranchant de chaque niveau.....	103
IV.8 Vérification des déplacements	103
IV.9 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ.....	104
IV.10 Vérification de l'effort normal réduit	107
IV.11 Vérification au renversement.....	107
IV.12 Conclusion.....	109

Chapitre V : Ferrailages des éléments résistants

V.1 Introduction	111
V.2 Les poutres	111
V.2.1 Les combinaisons de calcul.....	111
V.2.2 Ferrailage des poutres principales et secondaire.....	111
V.3 Ferrailage des poteaux.....	119
V.3.1 Hypothèses de calcul	120
V.3.2 État limite de stabilité de forme	120
V.3.3 Détermination des sections d'acier	120
V.4.Les voiles	129

V.4.1 Introduction	129
V.4.2 Les combinaisons de calcul	130
V.4.3 Recommandations du RPA99	130
V.4.4 Le ferrailage des voiles	132
V.5 Conclusion.....	137

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1 Introduction	139
VI.2 Les Fondations	139
VI.2.1 Introduction	139
VI.2.2 Les combinaisons	139
VI.2.3 Étude du sol.....	140
VI.2.4 Choix de type de fondation.....	140
VI.2.4.1 Vérification de la semelle isolée.....	140
VI.2.4.2 Vérification de la semelle filante.....	141
VI.2.5 Calcul de la semelle filante croisée	144
VI.2.5.1 Le Pré dimensionnement.....	144
VI.2.5.2 Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité.....	145
VI.2.5.3 Ferrailage de la semelle.....	146
VI.2.6 Vérification à L'ELS.....	151
VI.2.7 Vérification au poinçonnement.....	152
VI.2.8 Schéma de ferrailage.....	153
VI.2.9 L'étude des longrines	154
VI.3. Le voile périphérique	155
VI.3.1 Dimensionnement :	155
VI.3.2 Détermination des sollicitations	156
VI.4. Conclusion	161
Conclusion Générale.....	163
Références.....	
Annexes.....	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Tableau I.1 : Coefficient d'application.....	17
---	-----------

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charges

Tableau II.1 : Dimensionnements.....	23
Tableau II.2 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	25
Tableau II.3 : Charge pour plancher courant (accessible)	25
Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	26
Tableau II.5 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.....	26
Tableau II.6 : évaluation des charges du palier.....	29
Tableau II.7 : évaluation des charges de la volée (la pailasse)	30
Tableau II.8 : évaluations des charges du balcon.....	30
Tableau II.9 : charge et surcharge.....	31
Tableau II.10 : Dimensionnement des poutres.....	33
Tableau II.11 : Dégression des charges.....	35
Tableau II.12 : La descente de charge des poteaux.....	37
Tableau II.13 : Vérification de flambement de poteau.....	39

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Combinaisons des charges l'escalier.....	56
Tableau III.2 : Tableau de ferrailage à l'ELU.....	60
Tableau III.3 : Tableau de ferrailage à l'ELU.....	61

Tableau III.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	63
Tableau III.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	63
Tableau III.6 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	69
Tableau III.7 : Vérification a l'ELS de la poutre palière.....	71
Tableau III.8 : Les combinaisons d'action à L'ELU et L'ELS.....	80
Tableau III.9 : Les efforts tranchants et les moments type 01 (plancher terrasse) à l'ELU.	80
Tableau III.10 : Les efforts tranchants et les moments type 01 (plancher terrasse) à l'ELS.	81
Tableau III.11 : Les efforts tranchants et les moments type 01 (plancher étage) à l'ELU.	82
Tableau III.12 : Les efforts tranchants et les moments type 01 (plancher étage) à l'ELS.	83
Tableau III.13 : Les efforts tranchants et les moments type 02 (plancher étage) à l'ELU.	84
Tableau III.14 : Les efforts tranchants et les moments type 02 (plancher étage) à l'ELS.	84

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1 : Valeurs de T1 et T2	94
Tableau IV.2 : Valeurs de ξ (%).....	95
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient C_T	95
Tableau IV.4 : Vérification de la période fondamentale (ART 4.2.4.4).....	96
Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de comportement R.....	97
Tableau IV.6 : Valeurs des pénalités P_q	98

Tableau IV.7 : Les modes propres.....	99
Tableau IV.8 : Valeurs du coefficient de pondération "β" RPA99 Version 2003.....	100
Tableau IV.9 : Effort sismique a la base.....	102
Tableau IV.10 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	103
Tableau IV.11 : Effort tranchant sur les voiles de contreventement et les poteaux.....	103
Tableau IV.12 : Vérification Des déplacement pour le sens x-x.....	104
Tableau IV.13 : Vérification Des déplacement pour le sens y-y.....	104
Tableau IV.14 : Vérification l'effet P- Δ sens X.....	105
Tableau IV.15 : Vérification l'effet P- Δ sens Y.....	106
Tableau IV.16 : Centre de masse et centre de torsion.....	106
Tableau IV.17 : L'excentricité.....	106
Tableau IV.18 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux.....	107

Chapitre V : Ferrailages des éléments résistants

Tableau V.1 : Combinaisons des charges.....	111
Tableau V.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	119
Tableau V.3 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	119
Tableau V.4 : Sollicitations de calcul dans les voiles.....	132
Tableau V.5 : Ferrailage des voiles à yy et xx.....	135

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Surfaces des semelles filantes sous voiles Sens longitudinal.....	142
Tableau VI.2 : Surfaces des semelles filantes sous voiles Sens transversal.....	142
Tableau VI.3 : Surfaces des semelles filantes sous pote.....	143

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Façade principale du bâtiment	4
Figure I.2 : Coupe A-A.....	5
Figure I.3 : Plan de RDC.....	6
Figure I.4 : Plan d'étage courant	7
Figure I.5 : Plan de toiture	8
Figure I.6 : les voiles.....	9
Figure I.7 : Exemple d'escalier droit à deux volées.....	10
Figure I.8 : étanchéité multicouche.....	11
Figure I.9 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....	17
Figure I.10 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	18
Figure I.11 : Diagramme Contrainte-Déformation d'acier.....	19

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charges

Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	22
Figure II.2 : Poutrelle.....	23
Figure II.3 : Schéma statique de l'acrotère.....	27
Figure.II.4 : Schéma statique de l'escalier.....	29
Figure II.5 : Dimensionnement des poutres.....	33
Figure II.6 : Surface du poteau.....	34
Figure II.7 : Schéma statique de la descente d charge.....	36

Figure II.8 : Dimensionnement de poteau.....	40
Figure II.9 : Voiles de contreventement.....	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Type d'acrotère.....	43
Figure III.2 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure III.3 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère.....	49
Figure III.4 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	50
Figure III.5 : Schéma ferrailage des balcons.....	54
Figure III.6 : Schéma statique des escaliers.....	55
Figure III.7 : Evaluation des charges.....	56
Figure III.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.....	57
Figure III.9 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.....	58
Figure III.10 : Section à ferrailer.....	59
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	65
Figure III.12 : Pré dimensionnement de la poutre palière.....	66
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	73
Figure III.14 : Dimensionnement des poutrelles.....	77
Figure III.15 : Évaluation des moments fléchissant.....	78
Figure III.16 : Évaluation des efforts tranchants type 01 (plancher terrasse).....	81
Figure III.17 : Évaluation des moments type 01 (plancher terrasse).....	81
Figure III.18 : Évaluation des moments type 01 (plancher terrasse).....	82
Figure III.19 : Évaluation des efforts tranchants type 01 (Plancher étage courant + RDC)	83
Figure III.20 : Évaluation des moments type 01 (Plancher étage courant + RDC).....	83

Figure III.21 : Évaluation des moments type 01 (Plancher étage courant + RDC).....	84
Figure III.22 : Ferrailages des poutrelles.....	89

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV.1 : Facteur d'amplification dynamique.....	96
Figure IV.2 : Disposition des voiles	99
Figure IV.3 : Premier mode de vibration (Translation) Vue 3D et vue en plan.....	101
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration (Translation) Vue 3D et vue en plan.....	101
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration (Rotation) Vue 3D et vue en plan.....	102

Chapitre V : Ferrailages des éléments résistants

Figure V.1 : Ferrailage de la poutre principale.....	118
Figure V.2 : Ferrailage de la poutre secondaire.....	119
Figure V.3 : Croquis des de ferrailages poteaux.....	129
Figure V.4 : Disposition des voiles.....	132
Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile.....	137

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.....	141
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de semelle filante.....	148
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage.....	153
Figure VI.4 : ferrailage de longrine.....	155
Figure VI.5 : La poussée des terres sur voile périphérique.....	156
Figure VI.6 : Ferrailage du voile périphérique.....	161

LISTE DES NOTATIONS

E L U : État limite ultime

E L S : État limite service

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

E : Action accidentelle

BAEL : Béton Armé aux États Limites

RPA99 : Règles Parasismiques Algériennes

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton

σ_{st} : Contrainte admissible d'acier

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

f_{bc} : Contrainte de calcul

A_s : Section d'armature

A_r : Armature de répartition

E_s : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier

E_b : Le module d'élasticité longitudinal de béton

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge

γ_b : Coefficient de sécurité béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

θ : Coefficient d'application

ν : Coefficient de Poisson

E_{ij} : Module d'élasticité instantané

E_{vj} : Module d'élasticité différé

f_e : Contrainte limite élastique

σ_s : contrainte de l'acier

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier

h : hauteur

b : largeur

e : épaisseur

F_p : l'action des forces horizontales

W_p : poids de l'acrotère

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime

M_u : Moment à l'état limite ultime

N_s : Effort normal pondéré aux états limites de service

M_s : Moment à l'état limite de service

e_1 : excentricité du résultant

e_2 : Excentricité de second ordre

ϕ : la déformation finale dus au fluage

e_a : Excentricité additionnelle

l_f : Longueur de flambement

λ : Élancement

γ_f : coefficient de majoration

I : Moment quadratique

M_a : Moment sur appuis

M_t : Moment en travée

μ : Coefficient de poison

α : coefficient réducteur

Z : bras de lever

A : section d'armature comprimé

A_{min} : aire d'une section d'aces de non fragilité

S_t : Espacement

η : Facteur de correction d'amortissement

I_x, I_y : Moment d'inertie

μ_u : Moment ultime réduit

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

C_p : Facteur de force horizontal

B_r : Section réduite

M : Moment fléchissant

T : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

V : Force sismique total

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_T : Coefficient de période

B : Coefficient de pondération

RÉSUMÉ

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment (**R+6**) à usage d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de **Mila** située en zone **IIa**, de sismicités moyenne, selon le règlement parasismique algérien [RPA99/version2003].

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques-voiles).

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (**RPA99** version **2003** et **BAEL91** modifié **99**).

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **ROBOT 2014**, ce programme est utilisé pour le calcul des éléments porteurs (poteaux, poutre, voiles ...) et finalement, l'étude et le calcul des fondations.

Mots clés : Béton armé, Contreventement, Etude dynamique, Voile, Poteaux, Poutres ROBOT.

ABSTRACT

This Project presents a detailed study of a residential building (**R+6**), to be constructed in the Wilaya of **Mila**, located in seismic zone **IIa**, classified as a medium seismicity area according to the Algerian Seismic Code [RPA99 – 2003 version].

The structural stability and resistance of the building are ensured by a mixed bracing system, (combining frames and shear walls).

All calculations and verifications were carried out in accordance with the applicable regulations, namely **RPA99 2003** version for seismic design and **BAEL91** modified in **1999** for reinforced concrete design.

The structural analysis and study of the project were conducted using **ROBOT 2014** software, which was used for the calculation of load-bearing elements (columns, beams, shear walls, etc.), as well as for the analysis and design of the foundations.

Keywords : Reinforced concrete, Bracing system, Dynamic analysis, Shear walls, Columns, Beams, ROBOT.

الخلاصة

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني (R+6) يُراد بناؤه في ولاية ميله، الواقعة في المنطقة IIa ، ذات مقاومة زلزالية متوسطة، وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية/RPA99 نسخة 2003.

يُضمن متانة المبنى نظام تدعيم مختلط (هياكل وجدران).

يستخدم هذا النظام اللوائح الجديدة لتصميم واختبار الخرسانة المسلحة RPA99 نسخة 2003 و BAEL91 المعدلة 99.

أُجريت دراسة وتحليل هذا المشروع باستخدام برنامج ROBOT 2014 يُستخدم هذا البرنامج لحساب العناصر الحاملة (الأعمدة، العوارض، الجدران، إلخ)، وأخيراً لدراسة وحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، تدعيم، دراسة ديناميكية، جدار، أعمدة، عوارض. ROBOT

Introduction générale

Introduction générale

Aujourd'hui, le monde assiste à un grand développement dans le domaine du génie civil, notamment dans l'étude et la conception de structures, grâce à la recherche continue des ingénieurs afin d'aboutir à des méthodes de calcul précise.

L'étude des structures est une étape essentielle et une étape nécessaire dans le processus de construction, car l'ingénieur s'appuie dans son étude sur toutes les informations du bâtiment telles que le ciment et l'acier, et dépend également d'un programme telles que autocad robot, quelques règlements, à savoir, le BAEL 91 et RPA 99 version (2003), CBA93.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation à MILA, dans le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction Portiques–voiles.

Ce projet est composé à 6 chapitres :

- Le chapitre 1 concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés).
- Le chapitre 2 concerne le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, plancher et voiles) et la descente des charges.
- Le chapitre 3 calcul des éléments secondaires (acrotère, planchers, escaliers)
- Le chapitre 4 traite l'étude dynamique de la structure.
- Le chapitre 5 est consacré à l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutre, et voile)
- Le chapitre 6 consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations.

Chapitre I :

Présentation de projet et caractéristique des
matériaux

I.1 Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. Cette étude a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en (R+6), composé d'un rez-de-chaussée et 6 étages à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya de Mila.

La structure du bâtiment est mixte (**voiles + portiques**) en béton armé.

L'ouvrage se situe dans une région classée en Zone **Ila (wilaya de Mila)**, d'une sismicité moyenne selon Le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A 99 \version 2003**).

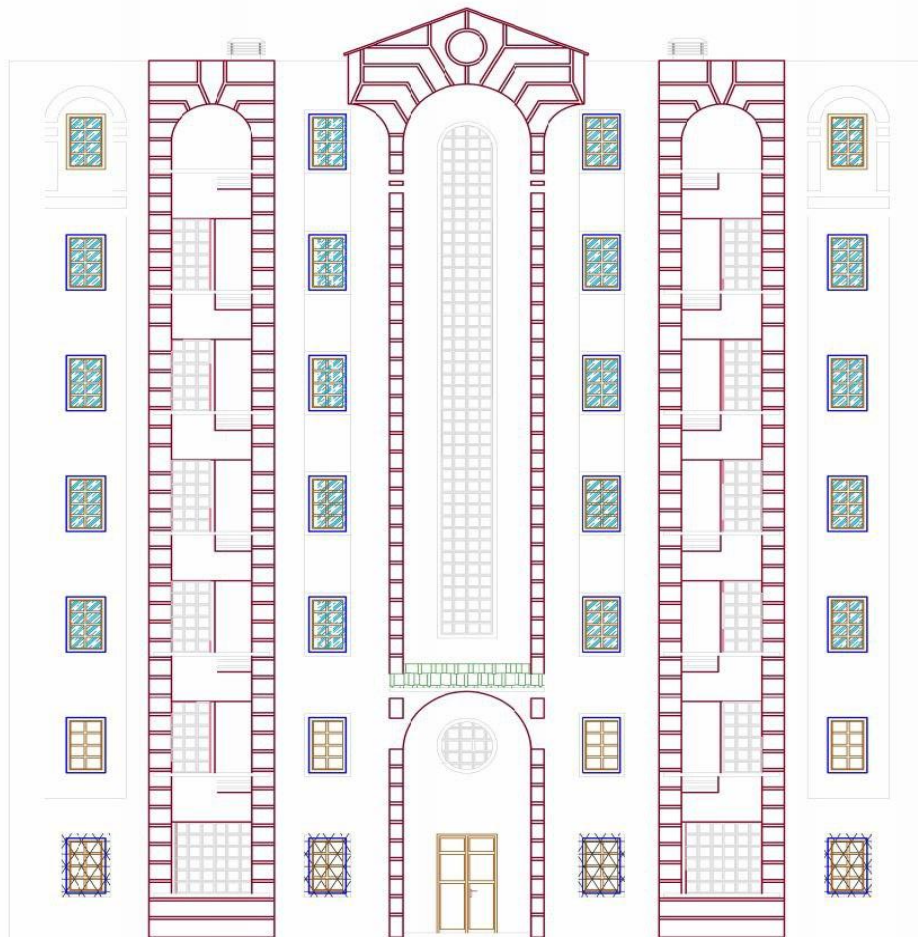


Figure I.1 : Façade principale du bâtiment.

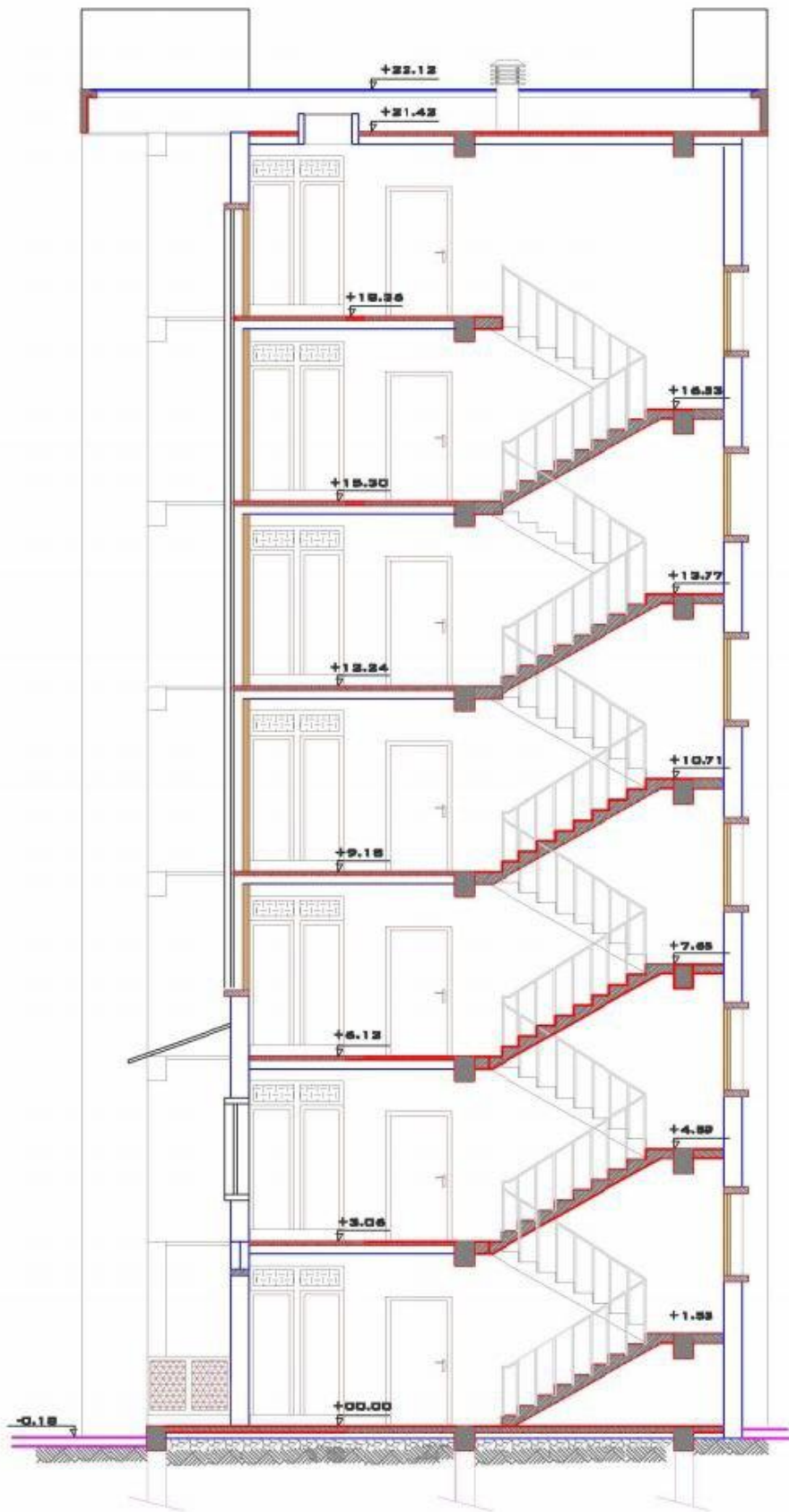


Figure I.2 : Coupe A-A.

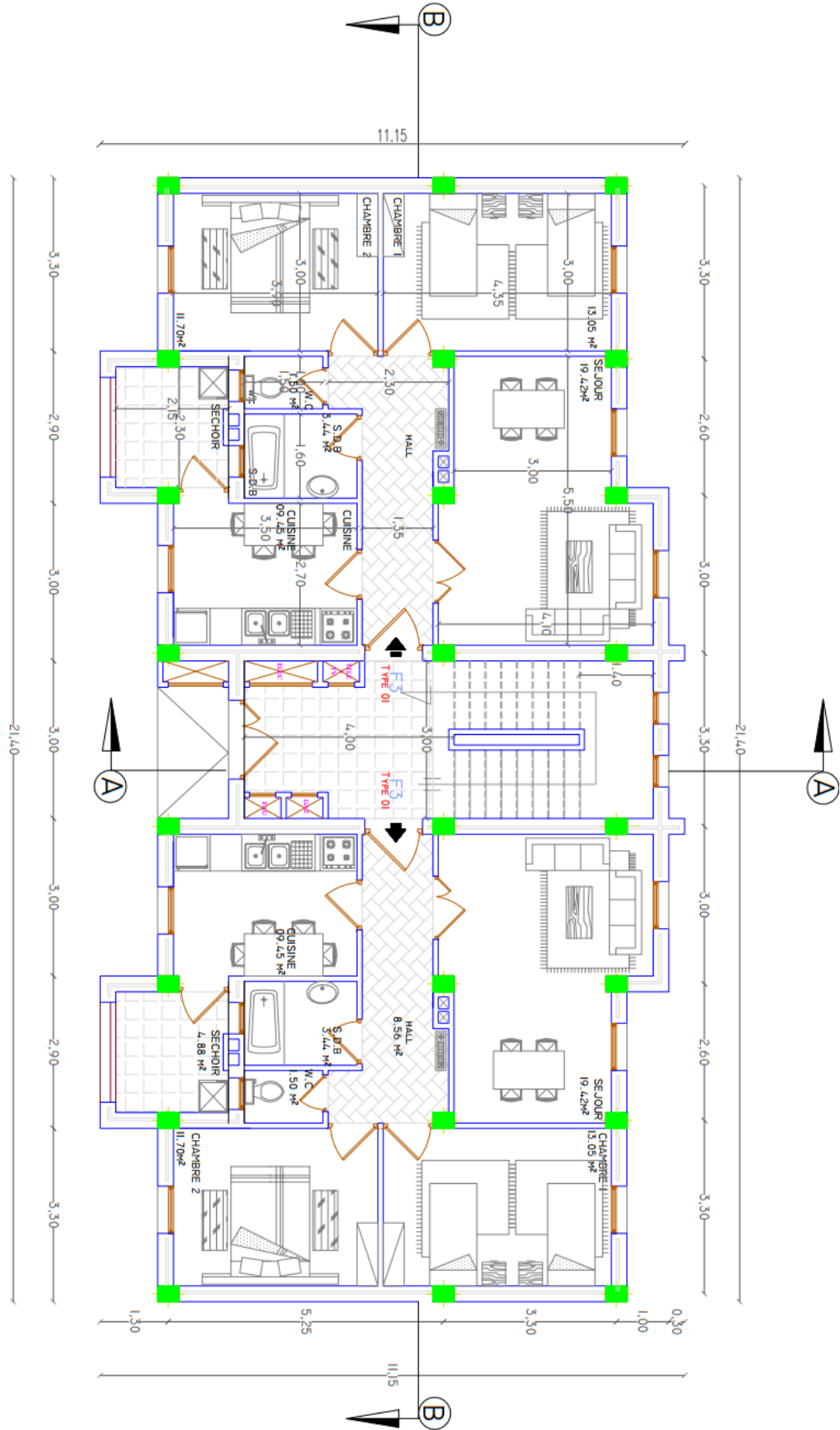


Figure I.3 : Plan de RDC.

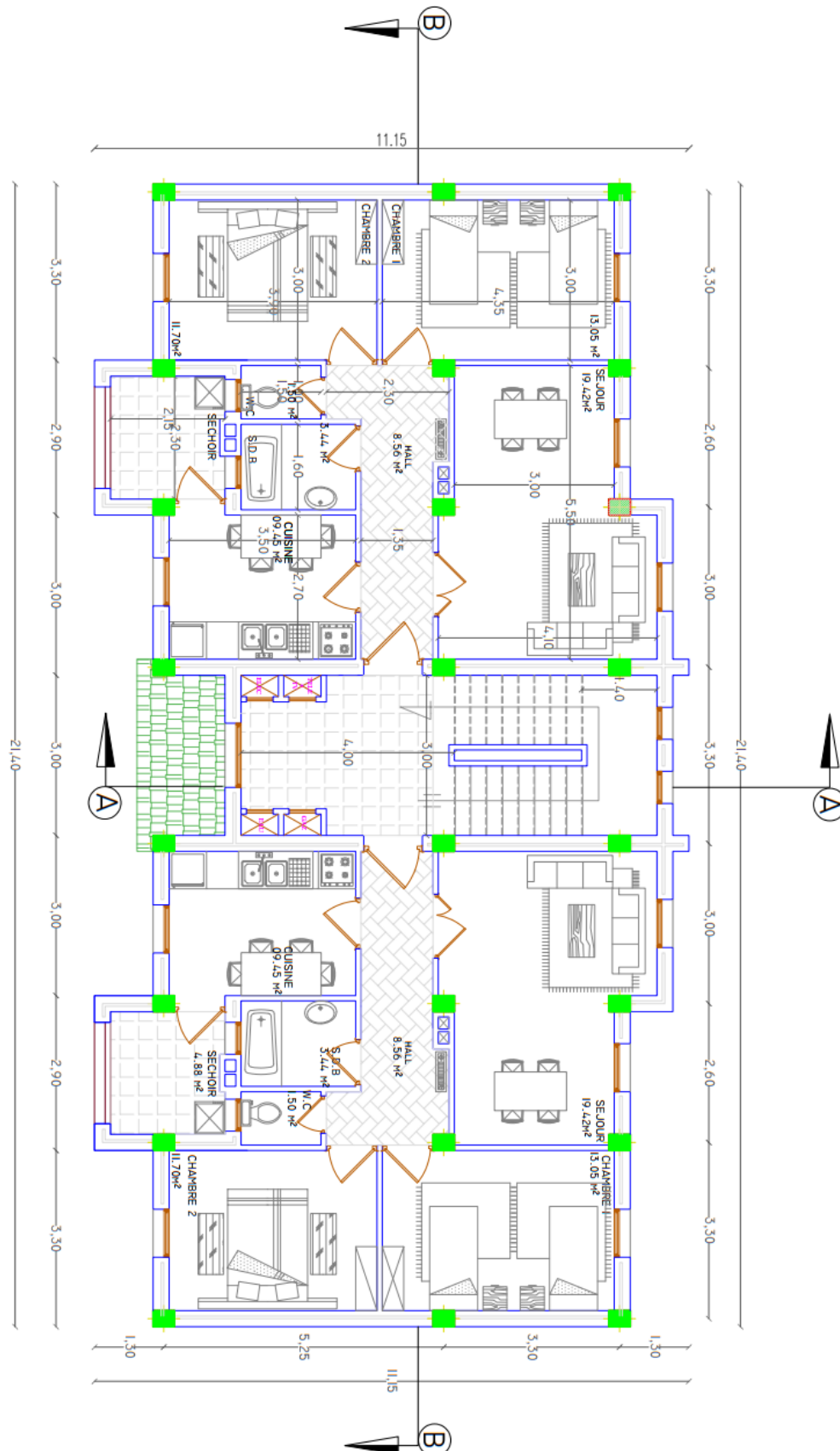


Figure I.4 : Plan d'étage courant.

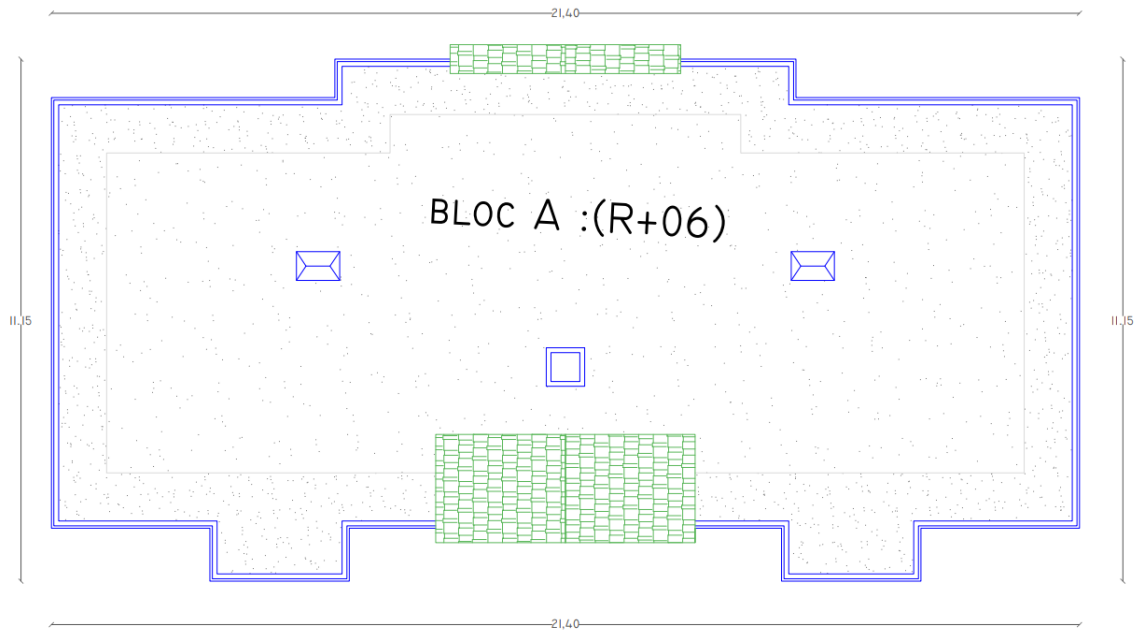


Figure I.5 : Plan de toiture.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Le bâtiment à étudier est caractérisé par les données suivantes :

a. Dimension en plan :

- Longueur totale : L= 21.40 m
- Largeur totale : B= 11.15 m

b. Dimension en élévation :

- Hauteur totale : H= 22.12 m
- Hauteur totale (sans l'acrotère) : H'= 21.42 m
- Hauteur RDC : h RDC = 3.06 m
- Hauteur étage : h étage = 3.06 m

I.4 Caractéristiques géométriques du sol :

Dans notre étude et d'après le rapport du sol on a :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (Groupe 2).
- Le type du sol : SABLO-ARGILEUX non agressif (S3).
- Avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 02 \text{ bars}$.

I.5 Description de l'ossature :

- **Conception structurales**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99/ version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

- **Poutres longitudinales (principales).**
- **Poutres transversales (secondaires).**

- **Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux utilisés pour soutenir les charges verticales et horizontales dans les bâtiments.

- **Les voiles :**

Les voiles sont des murs verticaux qui assurent deux fonctions principales : le transfert des charges verticales et la stabilité sous l'action des charges horizontales.



Figure I.6 : les voiles.

- **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm. Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Escaliers :**

Ce bâtiment est équipé d'un seul type d'escaliers :

- Droit à deux volées.

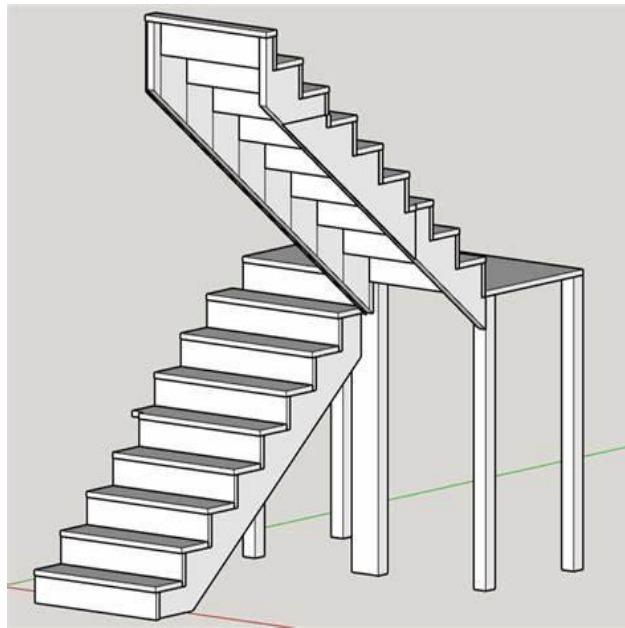


Figure I.7 : Exemple d'escalier droit à deux volées.

- **Les murs**

Est un type de construction qui combine le béton et des armatures métalliques pour renforcer sa résistance. Plus précisément, il s'agit d'un béton dans lequel une cage d'armatures en acier est incorporée, permettant ainsi d'obtenir un matériau à la fois résistant à la compression et à la traction. Cette fusion du béton et de l'acier confère au mur en béton armé une solidité accrue, ce qui en fait un choix privilégié dans la construction moderne.

- **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

- Revêtement en carrelage pour les planchers.

- **L'acrotère :**

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

- **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose ce dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par l'étanchéité multicouche.



Figure I.8 : étanchéité multicouche

- **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.

I.6 Règles et hypothèses de calcul :

On utilise pour le calcul de projet le règlement suivant :

I.6.1 Régles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003) :

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un Dimensionnements appropriés.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour Permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

I.6.2 Règlement (BAEL 91) :

Les règles actuelles du béton armé (BAEL) se basent sur la définition de 2 états limites :

- **Etat Limite Ultime (ELU) :**

Il concerne la sécurité des usagers. Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance maximale des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique :

Une construction ne doit pas se renverser sous l'effet des charges qui lui sont appliquées.

- Etat limite de résistance de l'un des matériaux :

La résistance des matériaux doit être demeure supérieure ou au moins égale à la sollicitation produite par les charges appliquées.

- Etat limite de stabilité de forme : flambement

Vérification au flambement de chaque élément de la structure soumis à un effort de compression.

- **Hypothèses de calcul :**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à : $\begin{cases} \epsilon_{bc} = 3,5\% \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \epsilon_{bc} = 2\% \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc} = 10\%$;

- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

- **Etat Limite de Service (ELS) :**

Les limites de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture de fissures : risque d'ouverture de fissures :

La contrainte dans les armatures ne dépasse pas une certaine valeur.

- Etat limite de compression du béton :

On limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable afin d'empêcher la formation de fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.

- Etat limite de déformation :

La flèche maximale dans les éléments de l'ouvrage doit être inférieure ou égale à la flèche admissible ($f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$).

- **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.
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_b \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

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

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.6.3 Nature des actions :

- **Définition :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatiques, etc...), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc...).

a. Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b. Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les surcharges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

c. Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I .6.4 Combinaison d'action :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable .

a. Combinaison d'actions à l'ELU :**a.1 Situations durables ou transitoires :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + 1,3 \psi_{0i} Q_i \text{ Avec :}$$

- $G_{\max}$: l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- $G_{\min}$: l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable de base.
- Q_i : action variable d'accompagnement

- $\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant ; ψ_{0i} : coefficient de pondération

a.2 Situations accidentelles

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i}.Q_1 + \sum \psi_{2i}.Q_i \quad (i > 1)$$

- FA: Valeur nominale de l'action accidentelle
- $\psi_{1i}.Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.
- $\psi_{2i}.Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.
- ψ_{1i} :

- ✓ 0.15 si l'action d'accompagnement est la neige.
- ✓ 0.50 si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.
- ✓ 0.20 si l'action d'accompagnement est le vent.

b. Combinaisons d'action à l'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température

c. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles} \begin{cases} \text{ELU : } G + Q \pm E \\ \text{ELS : } 0,8G \pm E \end{cases}$$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier.

I.7.1 Le béton :

C'est un matériau fait à partir d'un mélange de ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- ✓ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5 (7 sacs de 50kg)
- ✓ 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- ✓ 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$ (3/8, 8/15, 15/25)
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.7.1.a Résistance mécanique :

a.1 Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{1}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40\text{MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{1}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité Thermiquement).

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

a.2 Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

b.1 Déformation et contraintes de calcul :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- Sa ruine totale ou partielle.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité son aspect, ou encore le confort des usagers.

b.2 État limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

b.3 Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme de contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰)

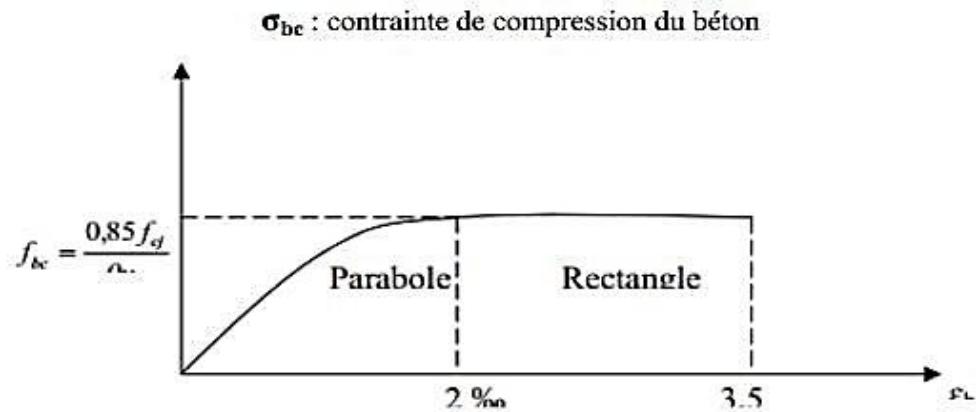


Figure I.9 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton

- σ_{bc} : contrainte de compression du béton
- ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
- f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$
- f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à «j» jours.
- γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général. $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

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

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4-103 \times \varepsilon_b)$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application

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

Tableau I.1 : Coefficient d'application.

b.4 Diagramme rectangulaire :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

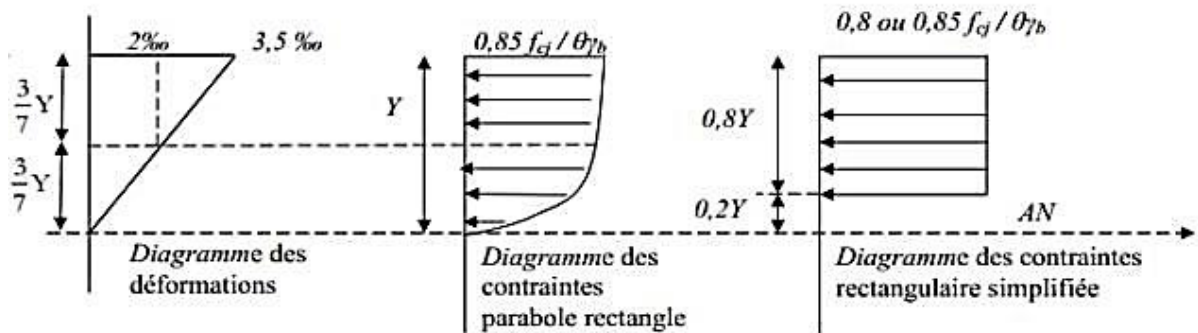


Figure I.10 : Diagramme rectangulaire simplifié.

- Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur
- $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.
- $0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres

b.6 Contrainte admissible de cisaillement :

- D'après le **BAEL 91 révisé 99** on a :
- $\tau_u = \text{Min} (0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.
- $\tau_u = \text{Min} (0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.
- La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .
- $\tau_u = \frac{T_u}{b d}$ Avec :

b : largeur de la pièce d : hauteur utile.

b.7 Module de déformation longitudinale du béton :

• Module de déformation instantanée :

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

- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa
- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$

b.8 Coefficient de poisson :

$$\theta = \left(\frac{\Delta d}{d} \right) / \left(\frac{\Delta L}{L} \right)$$

Avec :

$(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

D'après le **BAEL 91**, il est pris égale à :

$\nu = 0.2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour ELU (béton fissuré).

I.7.2 Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0.15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Les aciers utilisés pour le béton armé sont :

- Le rond lisse ($\phi 6$; $\phi 8$; $\phi 10$).
- Les barres à hautes adhérence (HA12 ; HA14 ; HA16 ...) Treillis soudés de maille (150 x 150) mm avec $\phi = 3.5$ mm

I.7.2.a Diagramme déformation -contrainte de calcul :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : $\gamma_s = 1.15$ cas général. $\gamma_s = 1.00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

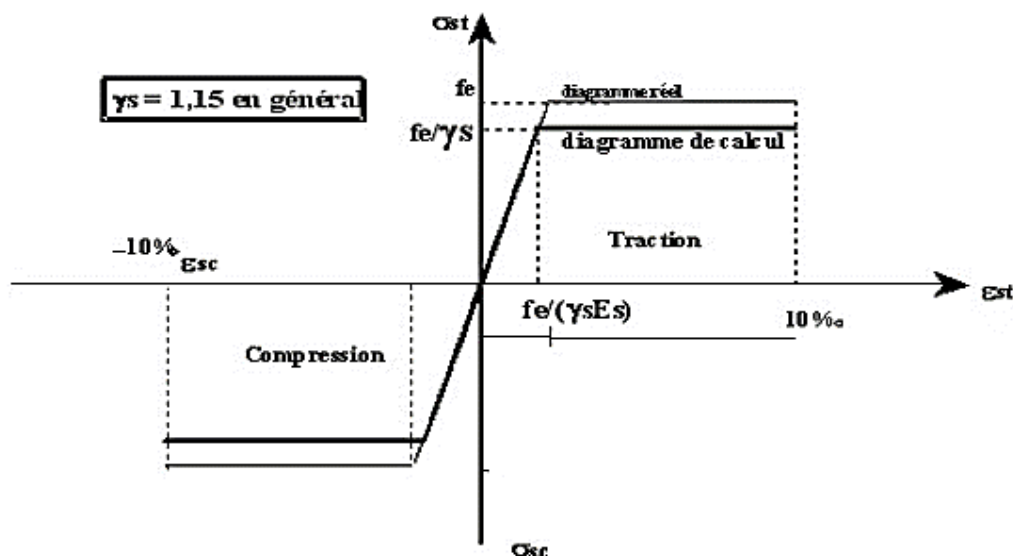


Figure I.11 : Diagramme Contrainte-Déformation d'acier.

I.7.2.b Contrainte limite de traction des armatures :

D'après le **BAEL 91 révisé 99** on a :

- Fissuration peu préjudiciable $\leq f_e$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $= \min ((3/2) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times ftj})$.
- Fissuration très préjudiciable $= \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \times ftj})$.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour des ronds lisses(RL).

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

- **Poids volumique :**

- Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{KN} / \text{m}^3$
- Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{KN} / \text{m}^3$
- Acier : $\gamma_b = 78,5 \text{ KN} / \text{m}^3$

I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

- **Béton**

- $f_{c28} = 25 \text{MPa}$
- $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$
- $E_{i28} = 32164,20 \text{MPa}$
- $E_{v28} = 10818,90 \text{MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$

- **Les aciers**

- FeE400.
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\eta = 1,6$
- $E_s = 2.105 \text{ MPa}$

I.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude, et comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre structure, objet du chapitre suivant.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments
structuraux et évaluation des charges

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux :

II.2.1 Planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux. Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423)

- Le rapport $\frac{h}{L}$ est au moins égale $\frac{1}{22.5}$

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (L= 330 cm).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h \geq \frac{330}{22.5} = 14.67 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

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

- h = 16 cm corps creux h0 = 4 cm
- Dalle de compression
- ht =20 cm la hauteur totale du plancher

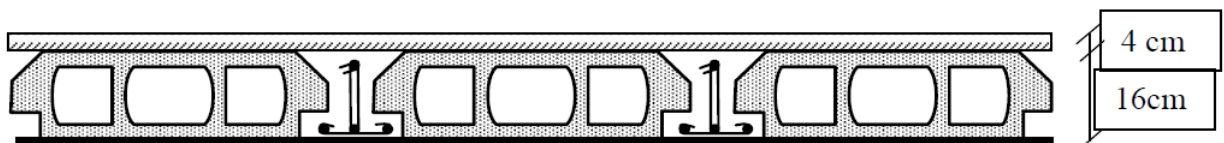


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

a. Poutrelles :

- $h_t = 20 \text{ cm}$.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (08 \text{ à } 12)$$

Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.

- Le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_x}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right\} b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \right\}$$

L_x : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

$L_{\max}$: la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

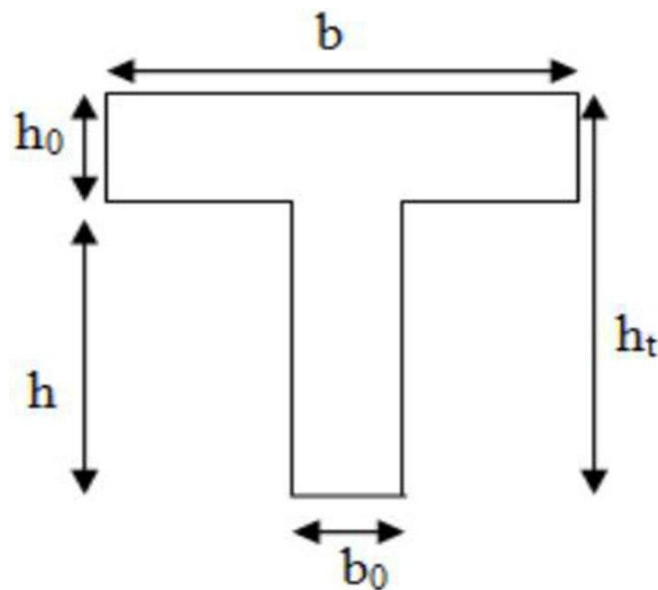


Figure II.2 : Poutrelle.

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
20	4	65	27.5	10

Tableau II.1: Dimensionnements de poutrelle.

II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon) :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

➤ Résistance à la flexion :

- Pour une dalle sur un seul appui : $e > \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis $\rho \leq 0.4$: $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $0.4 \leq \rho \leq 1$: $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$
- L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

➤ Résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

➤ Isolation acoustique :

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation

$$L_x = 1.10 \text{ m} ; L_y = 2.30 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{2.30} = 0.47$$

$$0.4 \leq 0.47 \leq 1$$

$$\frac{1.10}{50} < e < \frac{1.10}{40} \Rightarrow 2.2 < e < 2.75$$

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu

On adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15$ cm.

II.2.2 Évaluation des charges :

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

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charges

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

- **Plancher terrasse (16+4) :**

Nombre	Désignation	e_p (m)	M_v (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Protection (gravillon)	0.04	1700	68
2	Etanchéité multicouche	0.02	400	8
3	Forme de pente en béton	0.12	2200	264
4	Isolation thermique	0.04	1000	40
5	Plancher corps creux 16+4	0.2	/	285
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			$G_t = 685 \text{ kg/m}^2$	
			$Q_t = 100 \text{ kg/m}^2$	

Tableau II.2 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible).

- **Plancher étage courant (16+4) :**

Nombre	Désignation	e_p (m)	M_v (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1700	34
4	Cloisons	/	/	100
5	Plancher corps creux(16+4)cm	0.2	/	285
6	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			$G_e = 523 \text{ kg/m}^2$	
			$Q_e = 150 \text{ kg/m}^2$	

Tableau II.3 : Charge pour plancher courant (accessible).

- **Murs extérieurs :**

N°	Désignation	e (m)	γ (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Enduit intérieur en ciment	0.022	2000	44
2	Brique creuse	0.15	900	135
3	Brique creuse	0.10	900	90
4	Enduit extérieur en ciment	0.045	1000	45
Charge permanente Totale				G_e= 314 kg/m²

Tableau II.4 : Évaluation des charges des cloisons extérieures.

- **Murs intérieurs :**

N°	Désignation	e (m)	γ (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Enduit Ciment	0.02	2000	40
2	Brique creux	0.15	900	135
3	Brique creux	0.10	900	90
4	Enduit plâtre	0.015	1000	15
Charge permanente Totale				G_e= 280 kg/m²

Tableau II.5 : Évaluation des charges des cloisons intérieures.

- **Acrotère :**

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

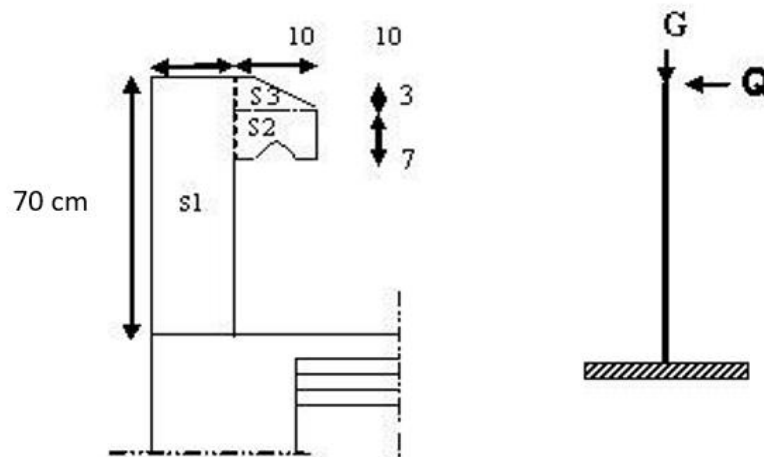


Figure II.3 : Schéma statique de l'acrotère.

- **surface:**

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.7 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0785 \text{ m}^2$$

- **charge:**

G_1 : Poids de l'acrotère par mètre.

G_2 : Poids de mortier de crépissage par mètre

$$G_1 = 0.0785 \times 2500 \times 1 = 196.25 \text{ daN/ml}$$

$$G_2 = 0.1 \times (0.01 \times 0.7) \times 2000 = 14 \text{ daN/ml}$$

$$G_T = G_1 + G_2 = 14 + 196.25 = 210.25 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharge :**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000\text{N}$$

• **Escalier :**

La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charges

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur du contre marche

g : largeur de marche.

On prend :

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (CV).}$$

Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur du contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre mrche}$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée n = 9

Épaisseur de la paillasse :

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

$$\text{On à } l = 370 \text{ cm}$$

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

$$\frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.33 \leq e \leq 18.5 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

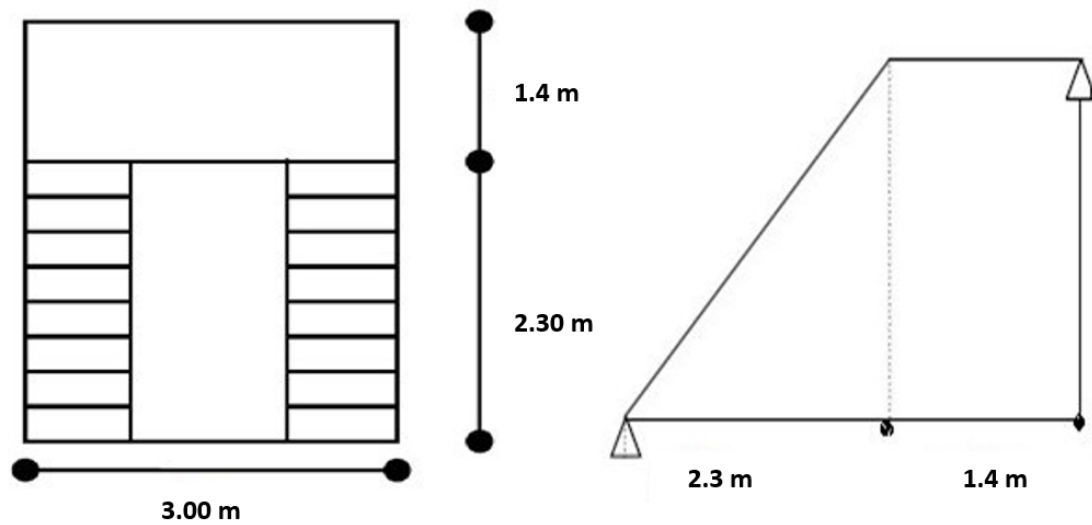


Figure.II.4 : Schéma statique de l'escalier.

- Palier :

N°	Désignation	e (m)	γ (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	0.018	2200	40
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	/
4	Dalle plein	0.16	2500	400
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charge permanente totale				G_{pr}= 500
Surcharge d'exploitation				Q_{pr}= 250

Tableau II.6 : Evaluation des charges du palier

- **La volée :**

N°	Désignation	e (m)	γ (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	Marches	0.02	2200	44
3	Paillasse	0.16	2500	400
4	Granito pour les marches	0.02	2200	44
5	Granito pour les contres marches	/	2200	183
6	Chappe pour les marches	/	2000	40
7	Chappe pour les contres marches		2000	40
8	Enduit en ciment	0.02	2000	40
Charge permanente totale				G_p=835
Charge exploitation totale				Q_p= 250

Tableau II.7 : Evaluation des charges de la volée (la paillasse).

- **Balcon :**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (Kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
Revêtement carrelage	2	22	44
Mortier de pose	2	20	40
Lit de sable	2	17	34
Enduit en ciment	2	/	40
Dalle pleine	15	2500	375
Charge permanente totale			G = 533
Surcharge d'exploitation			Q = 3.50

Tableau II.8 : Evaluation des charges du balcon.

- **Charge et surcharge :**

	Charges permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	6.85KN/m ²	1.0KN
Plancher d’Etage courant	5.23 KN/m ²	1.5 KN
Murs extérieurs	3.14 KN/m ²	/
Murs intérieurs	2.80 KN/m ²	/
Palier	5.00 KN/m ²	2.5 KN
Paillasse	8.35 KN/m ²	2.5 KN
Balcon	5.33 KN/m ²	3.5 KN
Acrotère	2.10 KN/m ²	1.0 KN

Tableau II.9 : Charge et surcharge.

II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Poutres :

Les poutres ont des sections transversales soit rectangulaires ou carrées, satisfaisant les conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Conditions du **R.P.A 99 V2003**

a. Poutres principales [P.P] :

Critère de rigidité : d'après BAEL 91 :

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

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre principale.

b : largeur de la poutre.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charges

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appui, $L_{\max} = 525 \text{ cm}$

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

$$35\text{cm} \leq h_{pp} \leq 52.5\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } h_{pp} = 40 \text{ cm}$$

$$18 \leq b \leq 31.5$$

Pour la largeur on prend 30 cm qui correspond à l'épaisseur des murs périphériques en double paroi...

- **Vérifications des conditions exigées par RPA99 V2003**

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{OK}$ les 3 conditions sont vérifiées.
- $\frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \text{OK}$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

b. Les poutres secondaires ou chainages [P.S] :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, sens X. Leur hauteur h_{ps} est donnée par la vérification de la condition de flèche

$$L_{\max} = 330 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } \frac{330}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{330}{10}$$

$$22\text{cm} \leq h_{ps} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{En prend } h_{ps} = 35 \text{ cm}$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \text{ Pour la largeur de Ps on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- **Vérifications des conditions exigées par RPA99 V2003**

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{OK}$ les 3 conditions sont vérifiées.
- $\frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \text{OK}$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de $30 \times 35 \text{ cm}^2$.

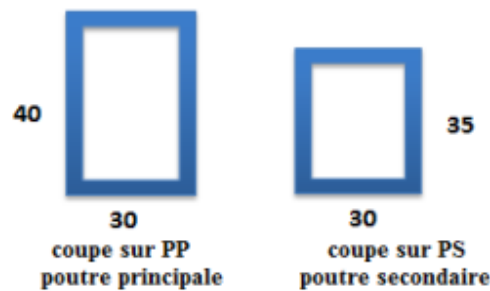


Figure II.5 : Dimensionnement des poutres

Sens	Poutres	Section (cm ²)
Parallèle à (YY)	Principales	30 x 40
Parallèle à (XX)	Secondaires	30 x 35

Tableau II.10 : Dimensionnement des poutres.

II.3.2 Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé dont la forme généralement carrée, rectangulaire, circulaire. Ils servent à :

- Supporter les charges verticales et les transmettre aux fondations
- Assurer la stabilité du bâtiment (charges horizontales).

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa (notre zone) :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$.
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \text{ cm}$
- $0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Avec h_e : hauteur d'un étage, $h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux et évaluation des charges

- $\text{Min}(30, 40) \geq 25\text{cm} \Rightarrow \text{OK}$
- $\text{Min}(30, 40) \geq 266/20 = 13.3 \Rightarrow \text{OK}$
- $0.25 \leq \frac{30}{40} = 0.75 \leq 4 \Rightarrow \text{OK}$

Pour notre projet, on choisira un poteau rectangulaire (30x40) cm². Toutefois après la descente des charges, on vérifiera ces sections considérées.

➤ Descente des charges :

• Rôle de la descente des charges :

- Évaluation des charges permanente **G** et surcharge d'exploitation **Q** revenant aux Poteaux, voiles.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

• Surcharges différentes selon la loi de dégression

- Sous la terrasse : Q_0
- Sous le premier étage à partir du sommet : $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour n étage ($n \geq 5$) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

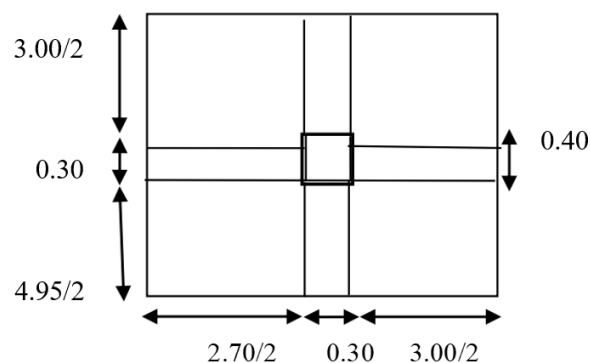


Figure II.6 : Surface du poteau.

- **Poteau intermédiaire : (La surface afférente) :**

Donc : $S_t = 11.328 \text{ m}^2$

- **Plancher terrasse :**

$$G = 11.328 \times 6.85 = 77.596 \text{ KN}$$

$$Q = 11.328 \times 1 = 11.328 \text{ KN}$$

- **Plancher étage :**

$$G = 11.328 \times 5.23 = 59.245 \text{ KN}$$

$$Q = 11.328 \times 1.5 = 16.992 \text{ KN}$$

- **Les poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 3.975 \times 0.30 \times 0.40 = 11.925 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 2.85 \times 0.30 \times 0.35 = 7.481 \text{ KN}$$

- **Poteaux :**

$$G_{Pot} = S. 25. h_e$$

$$= 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 9.18 \text{ KN}$$

- **Descente de charges :**

Niveaux	Charge d'exploitation	Valeur des charges	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/ m ²)
Terrasse	Q0	1.0	Q0	1.0
5^{eme}	Q1	1.5	Q0+Q1	2.5
4^{eme}	Q2	1.5	Q0+0,95(Q1+Q2)	3.85
3^{eme}	Q3	1.5	Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)	5.05
2^{eme}	Q4	1.5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1
1^{ere}	Q5	1.5	Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7
RDC	Q6	1.5	Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5 + Q6)	7.75

Tableau II.11 : Dégression des charges.

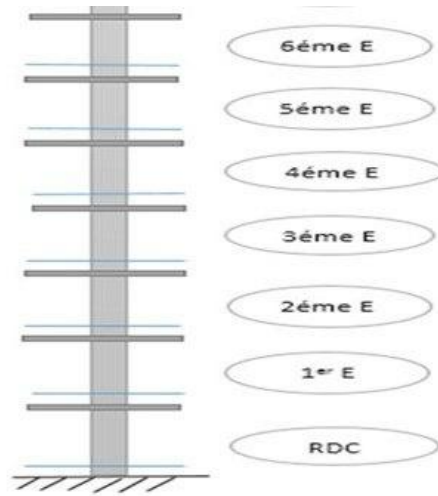


Figure II.7 : Schéma statique de la descente d charge.

Etages	Niveau	Elément	PP G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N ₀	Plancher terrasse	77.596	
		Poutres	19.406	
		Poteaux	9.18	
			106.182	11.328
5ème étage	N ₁	Venant N ₀	106.182	
		Plancher étage	59.245	
		Poutres	19.406	
		Poteaux	9.18	
		Somme	194.013	28.32
4ème étage	N ₂	Venant N ₁	194.013	
		Plancher étage	59.245	
		Poutres	19.406	
		Poteaux	9.18	
		Somme	281.844	43.612
		Venant N ₂	281.844	

3ème étage	N ₃	Plancher étage	59.245	57.206
		Poutres	19.406	
		Poteaux	9.18	
		Somme	369.675	
2ème étage	N ₄	Venant N ₃	369.675	69.100
		Plancher étage	59.245	
		Poutres	19.406	
		Poteaux	9.18	
		Somme	457.506	
1ère étage	N ₅	Venant N ₄	457.506	79.296
		Plancher étage	59.245	
		Poutres	19.406	
		Poteaux	9.18	
		Somme	545.337	
RDC	N ₆	Venant N ₅	545.337	87.792
		Plancher étage	59.245	
		Poutres	19.406	
		Poteaux	9.18	
		Somme	633.168	

Tableaux II.12 : La descente de charge des poteaux.

➤ **Vérifications nécessaires**

a. Poteau RDC :

• **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 854.776 + 131.688 = 986.464 \text{ KN}$$

Selon le CBA93[3] (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime

N_u de 15% tel que : $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.15 \times 986.464 = 1134.433 \text{ KN}$.

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1134.433 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.075 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.12 \text{ m}^2$

$B = 0.12 \text{ m}^2 > 0.075 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

Donc les sections des poteaux choisis sont vérifiées à la compression simple.

- **Vérification au flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Avec :

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

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

B_r : section réduite du béton pour éliminer tout défaut de coffrage.

$$B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02) \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.3 - 0.02) \times (0.4 - 0.02) = 0.1064 \text{ m}^2$$

γ_b : coefficient de sécurité de béton : $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers : $\gamma_s = 1.15$.

α : coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$A = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $B = 0.12 \text{ m}^2$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

La vérification de flambement est présente sur le tableau suivant :

Niveaux	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	α	B_r (m ²)
RDC et EC	3.06	2.14	0.0016	0.115	18.62	0.804	0.1064

Tableau II.13 : Vérification de flambement de poteau.

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_{r_{calcul}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$$B_{r_{calcul}} \geq \frac{1134.433 \times 10^{-3}}{0.804 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)}$$

Donc :

$$B_{r_{calcul}} = 0.064 \text{ m}^2 \leq B_r = 0.1064 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Pour notre projet, on choisira un poteau rectangulaire (30x40) cm². Toutefois après la descente des charges, on vérifiera ces sections considérées

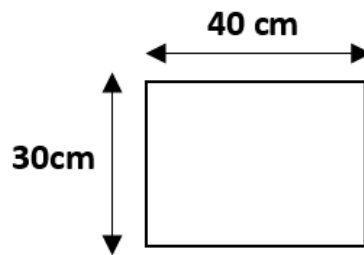


Figure II.8 : Dimensionnement de poteau.

II.3.3 Voiles de contreventement :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition suivante :

$$L \geq 4a \rightarrow a \leq L / 4 \text{ avec :}$$

a : épaisseur du voile telle que $a \geq h_e / 20$

L : largeur du voile

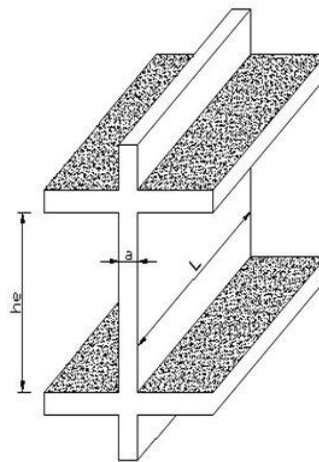


Figure II.9 : Voiles de contreventement.

✓ Appliquée au niveau du sous-sol on obtient :

$$a \geq \frac{266}{20} = 13.5 \text{ cm}$$

✓ Appliquée au niveau du rdc et des étages, on obtient :

$$a \geq \frac{266}{20} = 13.5 \text{ cm soit } \Rightarrow \mathbf{15 \text{ cm}}$$

II.4 Conclusion :

Le prédimensionnement des éléments porteurs tels que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles repose sur des règles empiriques. Cette étape constitue la base de la vérification de la résistance des structures. Lorsque les conditions sont respectées, l'ensemble des poteaux de la structure est protégé contre le risque de flambement.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, plancher) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003. C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.2 Calcul de l'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de protection qui se trouve au niveau supérieur de l'ouvrage sur tout le périphérique, il forme une paroi, contre toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ kN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1m de largeur. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)

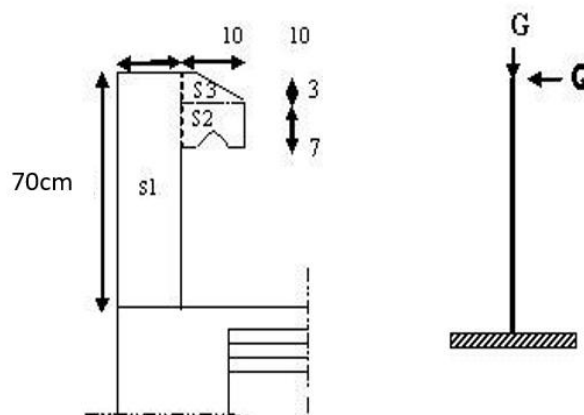


Figure III.1: Type d'acrotère.

III.2.2 Évaluation des Charges :

- Poids de l'acrotère par mètre : 1.96 KN/ml
- Surcharge d'exploitation : 1 KN/ml

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe d'usage 2, zone (IIa) donc :

$A = 0.15$ selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003)

$W_p = 1.96$ KN/ml (Poids propre de l'acrotère).

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.96 = 0.94 \text{ KN/ml}$$

$$F_p \leq 1.5Q ; 0.94 \leq 1.5 \text{ (condition vérifiée)}$$

III.2.3 Sollicitations :**III.2.3.1 État limite ultime :**

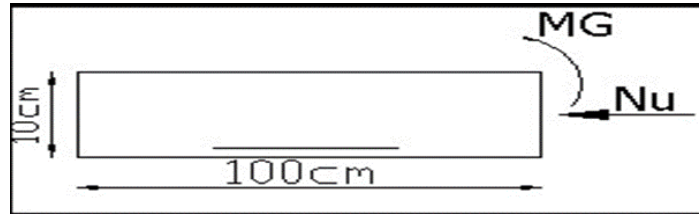
$$N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 1.96 = 2.646 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 1.5N_Q \cdot h = 1.5 \times 1 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.3.2 État limite de service :

$$N_{ser} = N_G = 1.96 = 1.96 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = N_Q = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m/ml}$$

III.2.4 Ferrailage :**Figure III.2 :** Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

Le ferrailage se fait à une section rectangulaire qui est soumise à la flexion composée, avec des caractéristiques suivantes : $b = 100 \text{ cm}$ $h = 10 \text{ cm}$

a. Armatures longitudinales :**➤ Calcul des armatures à L'E LU :****• Calcul de l'excentricité :**

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ tel que } e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.646} = 0.34 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

• Calcul de l'élancement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.7 = 1.4 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } I = \frac{b \cdot h^3}{12}; B = b \times h ; i = 0.029 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.4}{0.029} = 48.27$$

$$\lambda_{\max} \leq \max \left(50, \min \left[67 \times \frac{e_0}{h}, 100 \right] \right)$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 48.27 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10 \left(1 - \left(\frac{M_u}{1.5 \cdot M_{ser}} \right) \right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.01176 \text{ m}$$

$$e_a > \max \left(2 \text{ cm}, \frac{l_0}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{70}{250} \right) \Rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.34 + 0.02 = 0.36 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.36 + 0.0117 = 0.371 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 14$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15, \frac{20 \times e_1}{h} \right) = 72 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$$N'_u = 2.646 \text{ KN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 2.646 \times 0.371 = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0.98 + 2.646 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 1.08 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a. 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.08}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.0094 \Rightarrow \mu = 0.0109 < 0.186 \text{ domaine 1}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$$\alpha = 0.013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \%$$

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

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0.108}{0.089 \times 348} \right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

b. 2^{ème} étape : Retour à la section réelle :

La section des armatures tendues dont la section réelle est (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = (0.34 \times 10^2) - \frac{2.646 \times 10^3}{348} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Calcul des armatures à L'E LS :

$$M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 1.96 \text{ KN/ml.}$$

• Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{1.96} = 0.36 \Rightarrow e_0 = 36 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.7 + 1.96 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.77 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{La contrainte du béton est donnée : ELS : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91

Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e\right); 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{bc}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = \frac{1}{2} (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0.077 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.077 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.51 \times 10^{-4} - \frac{0.196 \times 10^{-2}}{201.63} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = \mathbf{0.41 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s > \max(A_u; A_{ser}; A_{min})$

Qui nous donne : 4HA8 = 2,01cm²/ml espacée de 25cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA6 avec un espacement de 15 cm

- **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0.09} = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

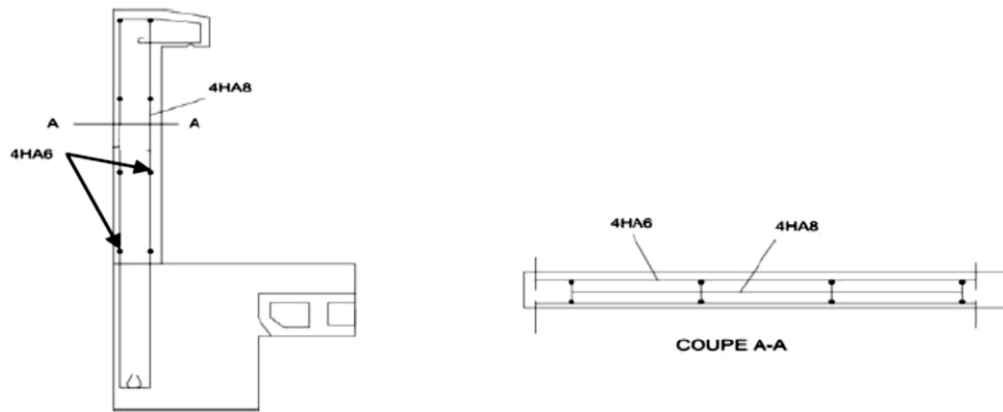


Figure III.3 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III.3 Calcul des balcons :

III.3.1 Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \Rightarrow$ avec $L = 1.10$ m

$$\frac{1.10}{50} < e < \frac{1.10}{40} \Rightarrow 2.2 < e < 2.75$$

On prend : $e = 15$ cm.

Avec des considérations pratiques (expérience) ; on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : $e = 15$ cm

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

$$L_x = 1,10 \text{ m}$$

$$L_y = 2,30$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{110}{230} = 0,47$$

III.3.2 Évaluation des Charges :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$P=1\text{KN}$$

Le calcul peut se faire pour une bande de 1m.

III.3.3 Sollicitations :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

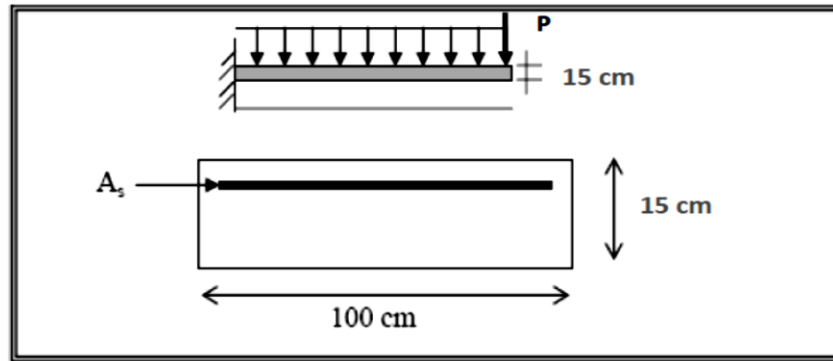


Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.3.4 Combinaisons :

a. E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 3,5) = 12,445 \text{ KN/m}$$

$$p_u = 1,35 \times P$$

$$p_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$$

b. E.L.S

$$q_s = G + Q = (5,33 + 3,5) = 8,83 \text{ KN}$$

$$p_s = P = 1 \text{ KN}$$

III.3.5 Vérification des contraintes :

a. E.L.U

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = \frac{12,445 \times 1,1^2}{2} + 1,35 \times 1,1 = 9,014 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u$$

$$V_u = 12,445 \times 1,1 + 1,35 = 15,039 \text{ KN}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{9.014 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,135^2 \times 1} = 0,035 < \mu_1 = 0,392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

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

$$\alpha = 0.045$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,132\text{m}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$$b=100\text{cm}$$

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

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

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{9.014 \times 10^{-3}}{348 \times 0,132} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

b. ELS

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L$$

$$M_s = \frac{8.83 \times 1,1^2}{2} + 1 \times 1,1 = 6.44 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times L + P_s$$

$$V_s = 8.83 \times 1,1 + 1 = 10.731 \text{ KN}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y - c')A'_s - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$50 \times y^2 + 15(y - 13,5) \times 0 - 15(13,5 - y) \times 3,39 = 0$$

$$Y = 3.23 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A'_s(d - y)^2 + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.23^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (13.5 - 3.23)^2 = 6486.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.44 \times 3.23}{6486.57} = 3.20 \text{ MPa}$$

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

La contrainte dans l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 6.44 \times 10^6 \times (135 - 32.5)}{6486.57 \times 10^4}$$

$$\sigma_{st} = 152.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times Z} = \frac{6.44 \times 10^3}{201.63 \times 0.132} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 ($A_s = 3.39 \text{ cm}^2$)

III.3.6 Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 ($A_u = 3.39 \text{ cm}^2$)

III.3.7 Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15.039 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$$\tau_u = 0.111 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5; 5\text{MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5\text{MPa}$$

Donc :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.3.8 Vérification au séisme :

D'après le RPA 99/Version2003 [1] (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_p W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,15 \text{ (groupe 2, zone IIa)}$$

CP : facteur de force horizontale.

$$C_P = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

WP : poids de la console

$$W_P = L_x \times e \times b \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$W_P = 1.10 \times 0.15 \times 1 \times 25 = 0.412 \text{ tonnes}$$

$$\text{D'où ; } F_P = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 0.412 \text{ tonnes}$$

$$F_P = 0.1977 \text{ t}$$

$$P_u = 1.5 F_P$$

$$P_u = 0.296 \text{ t}$$

$$M_u = 1.10 \times P_u = 0.325 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 0.1977 \times 1.10 = 0.217 \text{ t.m/ml}$$

$$\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.325}{0.217} = 1.49$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.325}{1 \times (0.9 \times 0.135)^2 \times 14.17} \times 10^{-2} = 0.015$$

$\mu < 0.186 \rightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\varepsilon_s = 10 \%$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.018$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.120 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 0.7 \text{ Soit : } 4\text{HA8} (A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$$

III.3.9 Conclusion:

E.L.U: $A_s = 4\text{HA8} (A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$.

E.L.S: $A_s = 3\text{HA12} (A_s = 3.39 \text{ cm}^2)$.

Force sismique $A_s = 4\text{HA8} (A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$

On opte comme section d'armature :

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 (3\text{HA12})$

$A_r = A_s / 4 = 0.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8} (2.01 \text{ cm}^2)$.

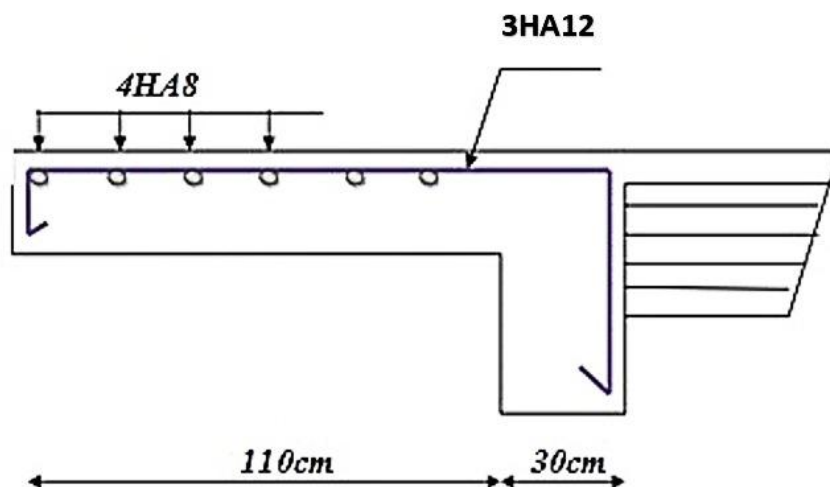


Figure III.5: Schéma ferraillage des balcons.

III.4 Calcul des escaliers :

III.4.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2 Schéma statique :

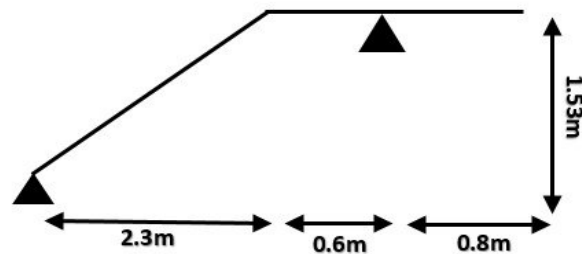


Figure III.6: Schéma statique des escaliers

III.4.3 Charges et surcharges :

Palliasse : $G_1 = 8.35 \text{ KN/m}^2$

$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Palier : $G_2 = 5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.4.4 Combinaisons des charges :

III.4.4.1 Calcul des charges à l'ELU et l'ELS :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

a. Palliasse

➤ L'ELU

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times 8.35 + 1.5 \times 2.5$$

$$P_u = 15.022 \text{ KN/ml}$$

➤ L'ELS

$$P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 8.35 + 2.5$$

$$P_{\text{ser}} = 10.85 \text{ KN/ml}$$

b. Palier**➤ L'ELU**

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 2.5$$

$$P_u = 10.5 \text{ KN/ml}$$

➤ L'ELS

$$P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 5 + 2.5$$

$$P_{\text{ser}} = 7.5 \text{ KN/ml}$$

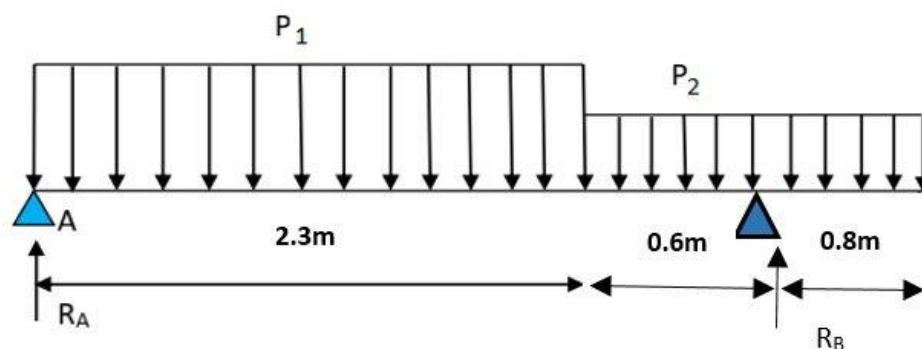
Combinaisons	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	15.022	10.5
ELS	10.85	7.5

Tableau III.1 : Combinaisons des charges l'escalier.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.4.4.2 Calcul des sollicitations :**Figure III.7 : Evaluation des charges.**

➤ ELU

✓ Détermination de sollicitation :

• La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{15.022 \times 2.3 + 10.5 \times 1.4}{2.3 + 1.4} = 13.31 \text{ KN/m}$$

• Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times L^2}{8} = \frac{13.31 \times 3.7^2}{8} = 22.77 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant

$$T_u = \frac{P_{eq} \times l}{2} = \frac{13.31 \times 3.7}{2} = 24.62 \text{ KN}$$

• Le moment sur appuis

$$M^a = 0.3M_0 = 6.83 \text{ KN.m}$$

• Le moment sur travée

$$M^t = 0.85M_0 = 19.35 \text{ KN.m}$$

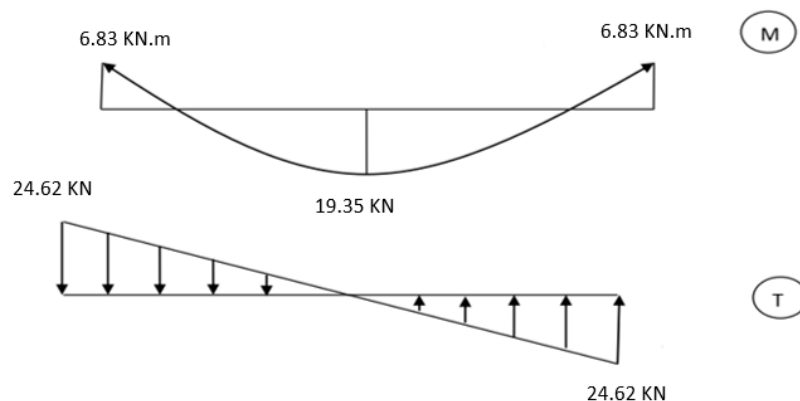


Figure III.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.

➤ ELS

✓ Détermination de sollicitation :

• La charge équivalente

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{10.85 \times 2.3 + 7.5 \times 1.4}{2.3 + 1.4} = 9.58 \text{ KN/m}$$

• Le moment isostatique

$$M_0 = \frac{P_{eq} \times L^2}{8} = \frac{9.58 \times 3.7^2}{8} = 16.39 \text{ KN.m.}$$

• L'effort tranchant

$$T_s = \frac{P_{eq} \times L}{2} = \frac{9.58 \times 3.7}{2} = 17.72 \text{ KN}$$

• Le moment sur appuis

$$M^a = 0.3M_0 = 4.91 \text{ KN.m}$$

• Le moment sur travée

$$M^t = 0.85M_0 = 13.93 \text{ KN.m}$$

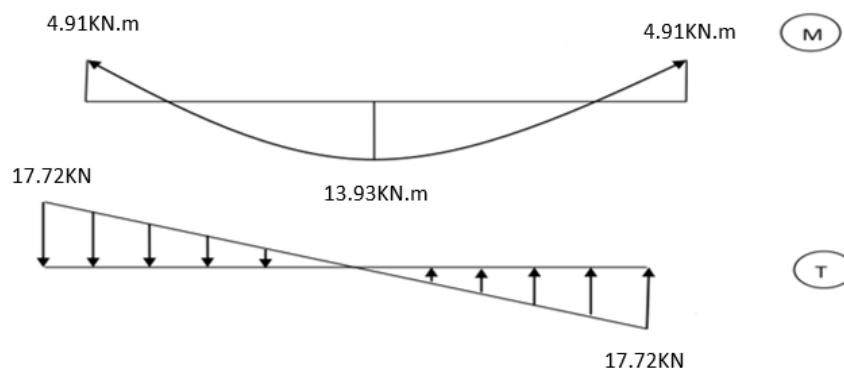


Figure III.9 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.

III.4.4.3 Calcul de Ferrailage :

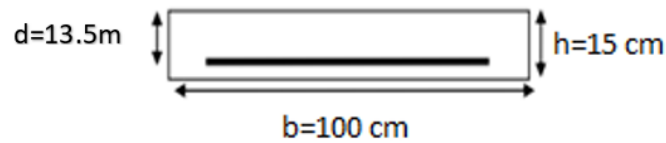


Figure III.10 : Section à ferrailer

➤ En appuis

$$M_a = 6.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.83 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.026$$

$$\mu_{bu} = 0.026 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.026 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.032$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 135(1 - 0.4 \times 0.032) = 133.272 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.83 \times 10^6}{133.272 \times \frac{400}{1.15}} = 147.339 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.47 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 1.47 ; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{3HA10} \rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

• Espacement maximal

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

$$S_t = 20 \leq 33\text{cm} \dots\dots \text{CV}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA8** = **1.51** cm²

- **Espacement maximale**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

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

$$S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{Vérifié}$$

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal}(\text{ cm}^2)$	$A_{min}(\text{ cm}^2)$	$A_{adop}(\text{ cm}^2)$	S_t
6.83	0.026	0.032	133.272	1.47	1.63	3HA1 = 2.36	25

Tableau III.2 : Tableau de ferrailage à l'ELU.

➤ **Sur travée :**

$$M_t = 19.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{19.35 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.074$$

$$\mu_{bu} = 0.074 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.074 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074}) = 0.096$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 135(1 - 0.4 \times 0.096) = 129.816 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.35 \times 10^6}{129.81 \times \frac{400}{1.15}} = 428.55 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 4.28 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 4.28 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{5HA12} \text{ soit } A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximale :**

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

$$S_t = 20 \leq 33 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

- **Armature de répartition :**

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

$$\text{On adopte : } \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximale :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

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

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

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{\text{cal}} (\text{ cm}^2)$	$A_{\min} (\text{ cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{ cm}^2)$	S_t
19.35	0.074	0.096	129.816	4.28	1.63	5HA12 = 5.65	33

Tableau III.3 : Tableau de ferrailage à l'ELU.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{24.62 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.182 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.182 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible :**

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

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

$$\tau_u = 0.182 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\eta = 15 \quad A_s = 0 \quad A_s = 5.65$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(d - y)A_s - n(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13.5 - y) \times 5.65 = 0$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n(d - y)^2 A_s + n(d - y)A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.01^3 + 15 \times (13.5 - 4.01)^2 \times 5.65 = 9781.966 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{13.93 \times 10^6 \times 40.1}{9781.966 \times 10^4} = 5.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats trouvés en travée et sens sont regroupés dans les tableaux suivants :

- En travée

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
13.93	5.65	4.01	9781.966	5.71	Vérifié

Tableau III.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

- Sur appuis :

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
4.91	2.36	2.75	4784.141	2.82	vérifié

Tableau III.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

• Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.70} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV} \\ \frac{0.15}{3.70} = 0.04 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.08 \quad \text{CV} \\ \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les conditions suivantes ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

• Calcul de la flèche (BAEL 91) :

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$$y = 4.01 \text{ cm} ; M_{ser} = 16.39 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; M_{ts} = 13.93 \frac{\text{KN}}{\text{m}} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 2.3 \text{ m}$$

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$y = \frac{100 \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t \times d}{b_0 h + 15 A_t}$$

$$y = 8.63 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(\frac{1h}{2} - v \right)^2 + 15 \times A_s (d - v)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \times \left(\frac{15}{2} - 8.63 \right)^2 + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 8.63)^2$$

$$I_0 = 32050.35 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041 \rightarrow \rho = 0.0041$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0041} = 5.12 \quad \rightarrow \lambda_i = 5.12$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0041} = 2.04 \quad \rightarrow \lambda_v = 2.04$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \quad \rightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \quad \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 214.88 \quad \rightarrow \sigma_s = 214.88 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 214.88 + 2.1} \right] = 0.65 \rightarrow \mu = 0.65$$

- Moment d'inertie fictive :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 32050.35}{1 + 5.12 \times 0.65} = 8145.88 \rightarrow I_{fi} = 8145.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 32050.35}{1 + 2.04 \times 0.65} = 15157.08 \rightarrow I_{fv} = 15157.08 \text{ cm}^4$$

- **La flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{16.39 \times 10^6 \times (2.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 8145.88 \times 10^4} = 3.30 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{16.39 \times 10^6 \times (2.3 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 15157.08 \times 10^4} = 5.33 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 5.33 - 3.30 \leq \frac{2300}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.03 \leq \bar{f} = 4.6 \text{ mm} \dots \text{CV}$$

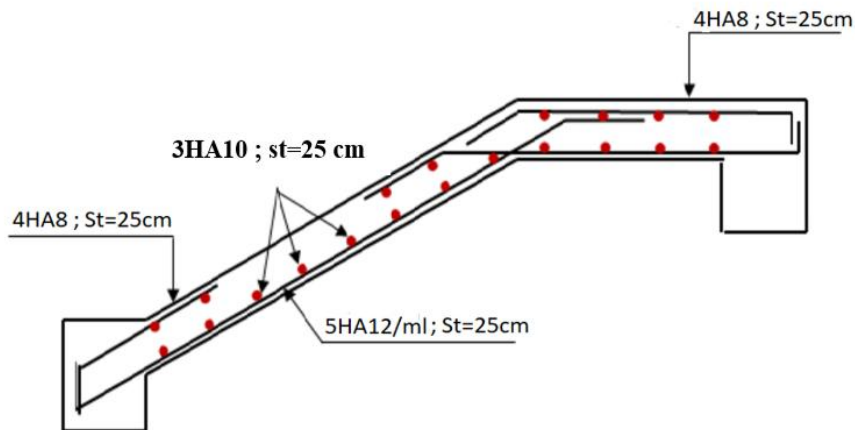


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.5 Étude de la poutre palière :

III.5.1 Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appui est située à gauche d'une section.

III.5.2 Pré dimensionnement :

- **D'après le BAEL**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

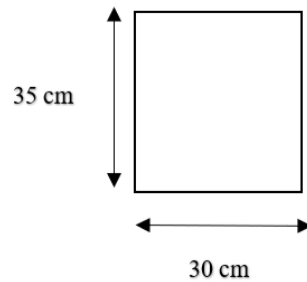


Figure III.12 : Pré dimensionnement de la poutre palière

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

- **D'après le RPA**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{cv}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{cv}$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.16 \Rightarrow \text{cv}$$

On adopte une section de $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

III.5.3 Évaluation des charges :

- **Détermination des sollicitations**

a. Charges et surcharges : La poutre palière est sollicitée par :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur : $P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times H_{\text{mur}} = 2.80 \times (3.06 - 0.35) = 7.588 \text{ KN/m}$

L'effort tranchant à l'appui : $\begin{cases} \text{A l'ELU} : T_U = 24.62 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS} : T_S = 17.72 \text{ KN/ml} \end{cases}$

➤ **Combinaison de charges et surcharges**

$$\begin{cases} \text{A l'ELU} : q_u = 1,35G = 1,35(g_0 + P_{\text{mur}}) + T_U = 1,35 \times (2.625 + 7.588) + 24.62 \\ \quad \quad \quad q_u = 38.40 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS} : q_s = G + T_S = (g_0 + P_{\text{mur}}) + T_S = (2.625 + 7.588) + 17.72 \\ \quad \quad \quad q_s = 27.93 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Calcul des moments et l'effort tranchants**

- ELU

$$q_u = 38.40 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée : } M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = 17.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 17.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui : } M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 34.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 34.84 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{38.40 \times 3.3}{2} = 63.36 \text{ KN}$$

- ELS

$$q_s = 27.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Travée : } M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24} = 12.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 12.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui : } M_{as} = \frac{q_s \times l^2}{12} = 25.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 21.68 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{27.93 \times 3.3}{2} = 46.08 \text{ KN}$$

III.5.4 Ferrailage à l'état limite ultime :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 0.9 h = 31.5 \text{ cm} \end{cases}$$

• En travée

$$M_{tu} = 17.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{17.42 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.012$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \quad \rightarrow \quad z = 315 (1 - 0.4 \times 0.015) = 313.11 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17.42 \times 10^6}{313.11 \times \frac{400}{1.15}} = 159.95 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{s(\text{calculé})} = 1.59 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$$

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

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 1.59 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{3HA10} \text{ soit } A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

• **Sur appuis**

$$M_{\text{au}} = 34.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{au}}}{bd^2\mu_{\text{bu}}}$$

$$f_{\text{bu}} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{au}}}{bd^2\mu_{\text{bu}}} = \frac{34.84 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.021$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.024 \leq \mu_{\text{AB}} = 0.186 \quad \rightarrow \quad \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.024 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) \quad \rightarrow \quad \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.03$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) \quad \rightarrow \quad Z = 315 (1 - 0.4 \times 0.03) = 311.22 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{34.84 \times 10^6}{311.22 \times \frac{400}{1.15}} = 321.84 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{s(\text{calculé})} = 3.21 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

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

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 3.21 \text{ cm}^2; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$$

On adopte : **3HA12** soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Travée	17.42	30	31.5	0.012	0.015	313.11	1.59	1.14	3HA10=2.36
Appuis	34.84	30	31.5	0.024	0.03	311.22	3.21	1.14	3HA12=3.39

Tableau III.6 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- **Effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{63.36 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.670 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.670 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible**

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

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

$$\tau_u = 0.670 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min (0.9h; 40 \text{ cm}) = \min (31.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 31.5 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

- **Armatures transversales**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 \times (0.670 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.0575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.45; 0.0575) = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.5.5 Vérifications nécessaires :

• **En travée**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$M_{ts} = 12.67 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\eta = 15 \quad A_s = 0 \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d - y) A_s - \eta(d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 2.36 = 0$$

$$15y^2 + 35.4y - 1115.1 = 0$$

$$y = 7.52 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 7.52^3 + 15 \times (31.5 - 7.52)^2 \times 2.36 = 24609.02 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.67 \times 10^6 \times 75.2}{24609.02 \times 10^4} = 3.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

- **Sur appuis**

$$M_{as} = 21.68 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\eta = 15 \quad A_s = 0 \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$15y^2 + 50.85 y - 1601.78 = 0$$

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 8.78^3 + 15 \times (31.5 - 8.78)^2 \times 3.39 = 33017.05 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{24.55 \times 10^6 \times 87.8}{33017.05 \times 10^4} = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Sections	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	12.67	2.36	7.52	24609.02	3.87	vérifié
Appui	21.68	3.39	8.78	33017.05	6.53	vérifié

Tableau III.7 : Vérification a l'ELS de la poutre palière.

- Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1))

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.3} = 0.106 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.35}{3.3} = 0.106 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.033 \quad \text{CV} \\ \frac{3.87}{30 \times 31.5} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de la flèche de flèche de la poutre palière.

- **Calcul la poutre palière à la torsion**

- **Armatures longitudinales**

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \emptyset/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

M_B : Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à L'ELU.

$$M_{\text{torsion}} = 13.83 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega = (b - e) \times (h - e)$

e : Épaisseur de la paroi avec $e = \frac{\emptyset}{6}$

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

$$\emptyset = \min(30, 35) \rightarrow \emptyset = 30 \text{ cm}$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 750 \text{ cm}^2$$

U: Périmètre de la section de la poutre palière :

$$U = 2 [(b - e) + (h - e)] \rightarrow U = 110 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{34.84 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 734.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 7.34 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{34.84 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 87.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 0.87 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement à la torsion**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{34.84 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 4.64 \text{ MPa}$$

A la flexion simple : soit l'espacement $t=15\text{cm}$

$$t = 20\text{cm} < \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (31.5\text{cm} ; 40\text{cm}) = 31.5\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

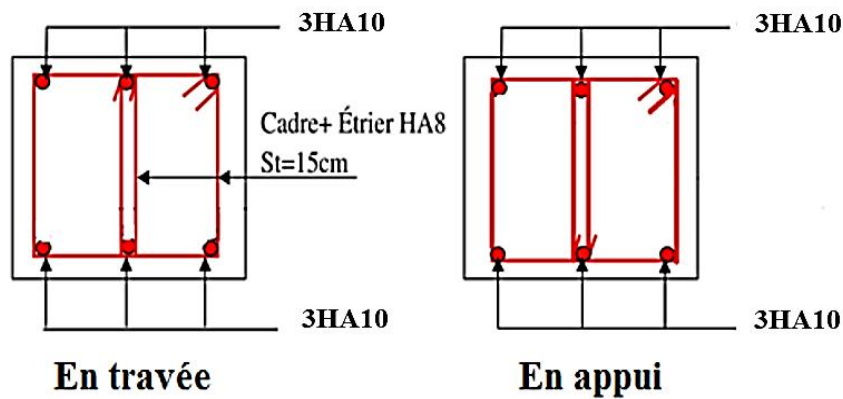


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 Calcul du plancher :

III.6.1 Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

III.6.2 Calcul des planchers (poutrelles) :

Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants : On utilise les méthodes suivantes :

➤ **Méthode FORFAITAIRE :**

- **Domaine d'application :**

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portes successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; ($0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$)
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes.
- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m².

- **Application de la méthode :**

Soit : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$: Moment fléchissant de la poutre isostatique.

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

- **Les moments :**

• **Les moments en travées :**

➤ Pour les travées de rive :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

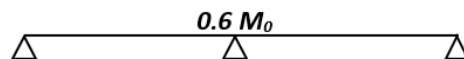
• **Les moments en appuis :**

Pour une poutre à deux travées :

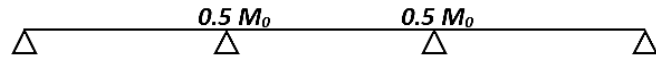
$0.15M_0$: Pour les appuis de rive.



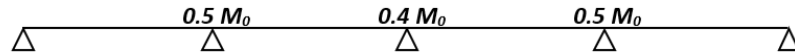
$0.6M_0$: Pour une poutre à deux travées :



$0.5M_0$: Pour les appuis de rive pour une poutre ≥ 2 travées :



$0.4M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre ≥ 3 travées :



- **L'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

$$T_e = \frac{-qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

- **Méthode CAQUOT :**

Pour une poutre continue sur (n) appuis la méthode des trois moments aboutit un système de (n-1) équations à (n-1) inconnues qui sont les moments sur appuis. La méthode de calcul proposée par **Albert Caquot** part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.

Portées de calcul (selon Caquot).

- ✓ Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).
- ✓ On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e .
- l'_w ou $l'_e = 0.8.l_i$: pour les travées intermédiaires ;
- l'_w ou $l'_e = l_i$: pour les travées de rives.
- ✓ Charge répartie

- **Calcul des moments en appuis et effort tranchant :**

Le moment sur l'appui (calculer en valeur absolue) est exprimé par l'expression suivante :

Application de la méthode :**➤ Les moments :**

- Les moments en appuis :

- Appuis de rive :

$M_A = M_H = 0$ (M_A et M_H : le moment de première et dernière appuis).

- Appuis intermédiaires_:

$$M_{\text{appuis}} = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec : $l' = l$ Pour les deux travées de rive.

$l' = 0.8l$ Pour les travées d'intermédiaires.

- Les moments en travée :

$$\begin{cases} x_0 = \frac{-T_w}{q} \\ M_t = M_w - T_w \cdot x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} \end{cases}$$

➤ Les efforts tranchants :

L'effort tranchant est calculé en considérant la travée réelle (de portée l et non l')

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \\ T_e = T_w + q \cdot l \end{cases}$$

M_e ; M_w : Sont des moments des appuis à droite et à gauche de la travée considérée.

❖ Exemple des différentes charges à envisager à l'ELU (G et Q uniquement)

Les différents cas de charges à considérer doivent permettre de déterminer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis.

Le chargement des travées dépend également de la nature des charges.

- Charge permanente (toutes travées chargées).
- Charge d'exploitation :
 - Les travées paires chargées ;
 - Les travées impaires chargées ;
 - Deux travées adjacentes quelconques chargées.

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Fissuration n'est pas préjudiciable CV

Les portées successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$... CV

$$0.8 \leq \frac{3.30}{2.90} = 1.13 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{2.90}{3.00} = 0.96 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.00}{3.00} = 1 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.00}{2.90} = 1.03 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{2.90}{3.30} = 0.87 \leq 1.25$$

Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes CV

La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m²

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{ 2G = 10.46 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2 \} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode « **FORFAITAIRE** » pour le calcul des poutrelles.

➤ **Dimensionnement des poutrelles :**

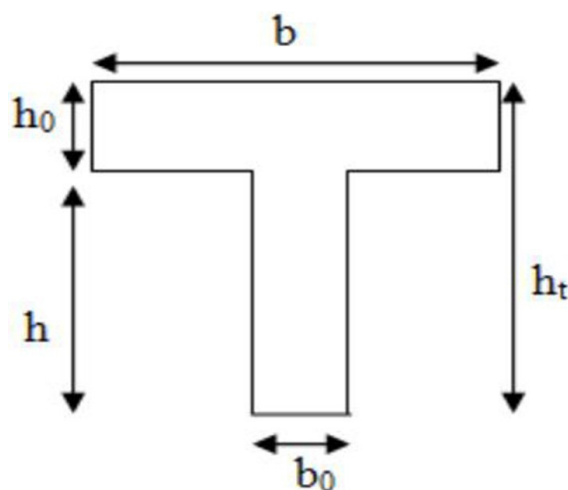


Figure III.14 : Dimensionnement des poutrelles

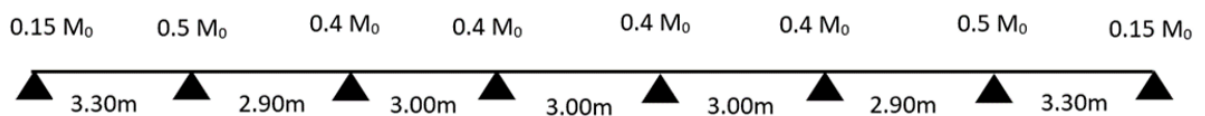
$$h = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad b = 65 \text{ cm}$$

➤ **Type des planchers :**

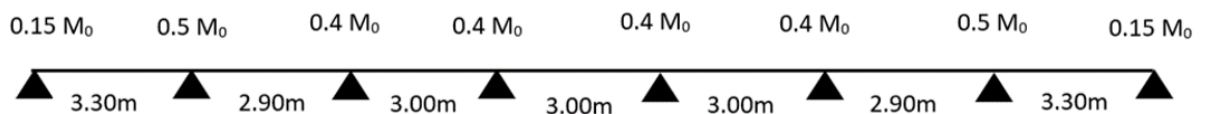
a. Terrasse :

Type 1 :



b. Etage courant + RDC :

Type 1 :



Type 2 :

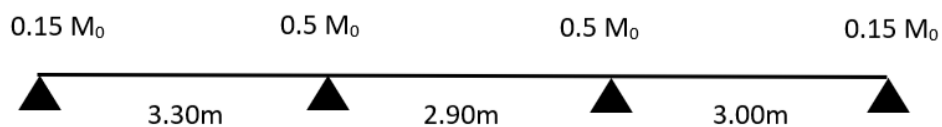


Figure III.15 : Évaluation des moments fléchissant

➤ **Les combinaisons d'action :**

- **Plancher étage courant + RDC (habitation):** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} = G = 5230 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} = Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

$$\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.23} = 0.22$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.22) = 1.066$$

$$\frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.22)}{2} = 0.633$$

$$\frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.22)}{2} = 0.533$$

- **Plancher terrasse (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

- Charge permanente : $G=6850 \text{ N/m}^2$
- Surcharge : $Q=1000 \text{ N/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G} = \frac{1}{1 + 6.85} = 0.13$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1 + (0.3 \times 0.13) = 1.04$$

$$\frac{(1.2 + 0.3 \alpha)}{2} = \frac{1.2 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.62$$

$$\frac{(1 + 0.3 \alpha)}{2} = \frac{1 + (0.3 \times 0.13)}{2} = 0.52$$

- **E.L.U**

- **Etage courant + RDC**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q). 0,65 = (1.35 \times 5230 + 1.5 \times 1500) \times 0.65$$

$$P_u = 6051.82 \text{ N/ml}$$

- **Terrasse**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q). 0,65 = (1.35 \times 6850 + 1.5 \times 1000) \times 0.65$$

$$P_u = 6985.87 \text{ N/ml}$$

- **E.L.S**

- **Etage courant + RDC**

$$P_s = (G + Q). 0,65 = (5230 + 1500) \times 0.65$$

$$P_s = 4374.5 \text{ N/ml}$$

- Terrasse

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65 = (6850 + 1000) \times 0,65 = 4732$$

$$P_s = 5102,5 \text{ N/ml}$$

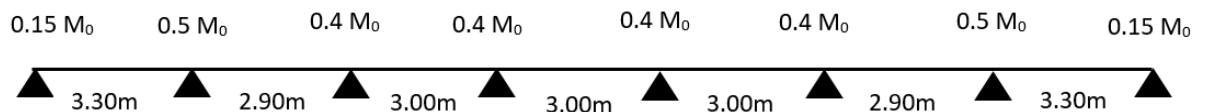
Désignations	ELU	ELS
Plancher terrasse	6985.87	5102.5
Plancher étage	6051.82	4374.5

Tableau III.8 : Les combinaisons d'action à L'ELU et L'ELS.

III.6.3 Détermination des sollicitations des planchées :

III.6.3.1 Plancher terrasse :

Type 1 :

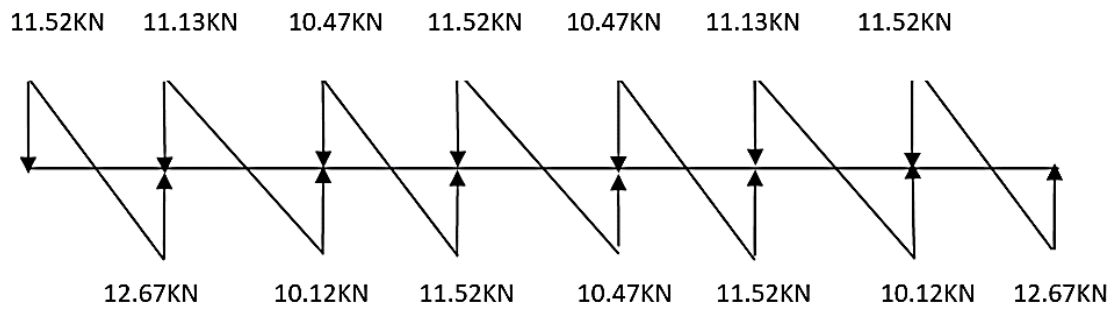


ELU :

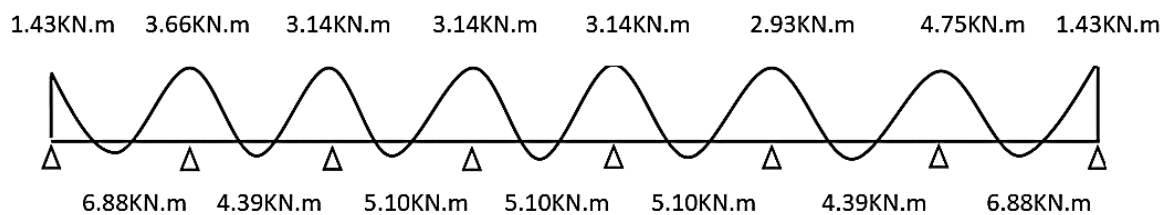
Travée	L(m)	P _U (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
1	3.30	6.98	9.50	1.43	4.75	6.88	11.52	12.67
2	2.90	6.98	7.33	3.66	2.93	4.39	11.13	10.12
3	3.00	6.98	7.85	3.14	3.14	5.10	10.47	11.52
4	3.00	6.98	7.85	3.14	3.14	5.10	11.52	10.47
5	3.00	6.98	7.85	3.14	3.14	5.10	10.47	11.52
6	2.90	6.98	7.33	2.93	3.66	4.39	11.13	10.12
7	3.30	6.98	9.50	4.75	1.43	6.88	11.52	12.67

Tableau III.9 : Les efforts tranchants et les moments type 01 (plancher terrasse) à l'ELU.

➤ Les efforts tranchants

**Figure III.16 :** Évaluation des efforts tranchants type 01 (plancher terrasse).

➤ Les moments :

**Figure III.17 :** Évaluation des moments type 01 (plancher terrasse).

ELS :

Travée	L(m)	P _s (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.30	5.10	6.94	1.04	3.47	5.02
2	2.90	5.10	5.36	2.68	2.14	3.21
3	3.00	5.10	5.74	2.30	2.30	3.72
4	3.00	5.10	5.74	2.30	2.30	3.72
5	3.00	5.10	5.74	2.30	2.30	3.72
6	2.90	5.10	5.36	2.14	2.68	3.21
7	3.30	5.10	6.94	3.47	1.04	5.02

Tableau III.10 : Les efforts tranchants et les moments type 01 (plancher terrasse) à l'ELS.

➤ Les moments :

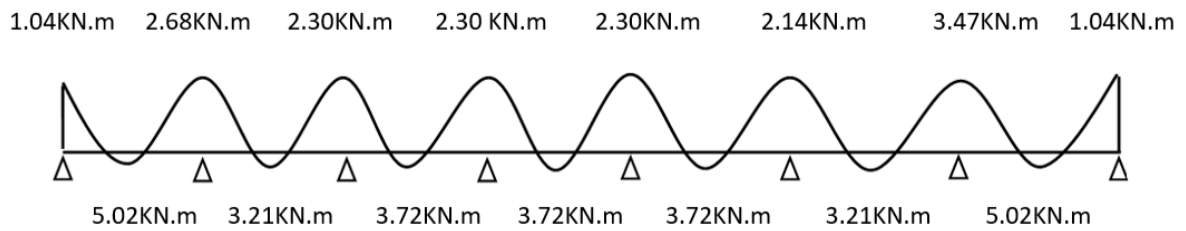
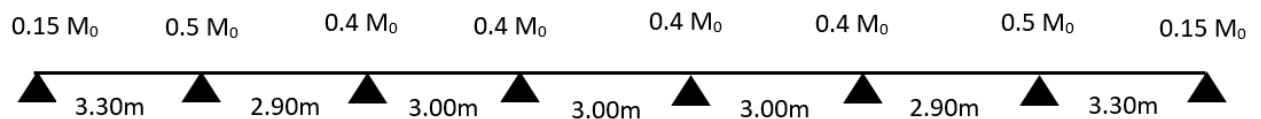


Figure III.18 : Évaluation des moments type 01 (plancher terrasse).

III.6.3.2 Plancher étage courant + RDC :

Type 1 :

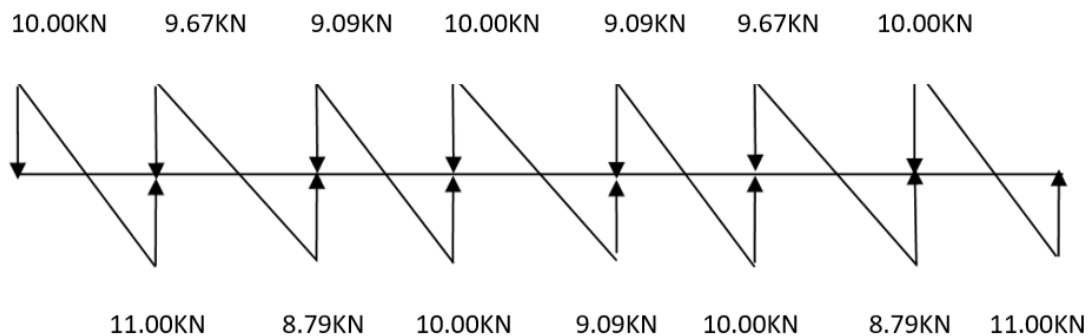


ELU :

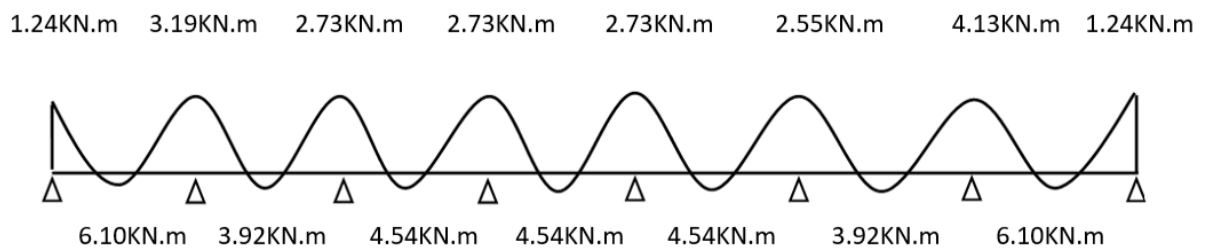
Travée	L(m)	P_U (KN)	M_0	M_g	M_d	M_t	T_g	T_d
1	3.30	6.06	8.25	1.24	4.13	6.10	10.00	11.00
2	2.90	6.06	6.37	3.19	2.55	3.92	9.67	8.79
3	3.00	6.06	6.82	2.73	2.73	4.54	9.09	10.00
4	3.00	6.06	6.82	2.73	2.73	4.54	10.00	9.09
5	3.00	6.06	6.82	2.73	2.73	4.54	9.09	10.00
6	2.90	6.06	6.37	2.55	3.19	3.92	9.67	8.79
7	3.30	6.06	8.25	4.13	1.24	6.10	10.00	11.00

Tableau III.11 : Les efforts tranchants et les moments type 01 (plancher étage) à l'ELU.

➤ Les efforts tranchants :

**Figure III.19 :** Évaluation des efforts tranchants type 01 (Plancher étage courant + RDC).

➤ Les moments :

**Figure III.20 :** Évaluation des moments type 01 (Plancher étage courant + RDC).

ELS :

Travée	L(m)	P _s (KN)	M ₀	M _g	M _d	M _t
1	3.30	4.38	5.85	0.87	2.92	4.33
2	2.90	4.38	4.52	2.26	1.80	2.78
3	3.00	4.38	4.83	1.93	1.93	3.21
4	3.00	4.38	4.83	1.93	1.93	3.21
5	3.00	4.38	4.83	1.93	1.93	3.21
6	2.90	4.38	4.52	1.80	2.26	2.78
7	3.30	4.38	5.85	2.92	0.87	4.33

Tableau III.12 : Les efforts tranchants et les moments type 01 (plancher étage) à l'ELS.

➤ Les moments :

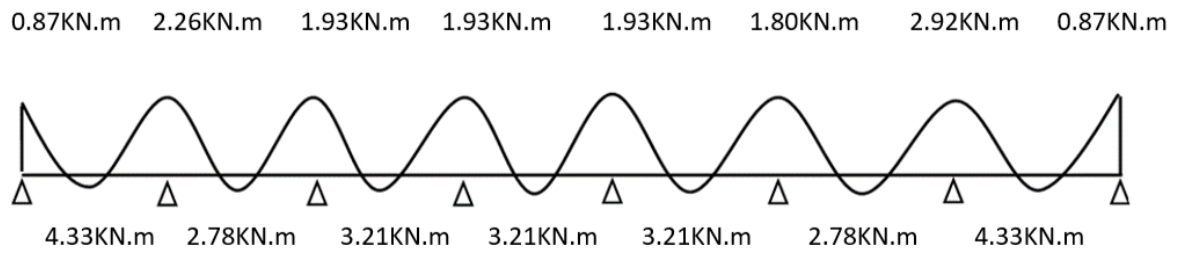
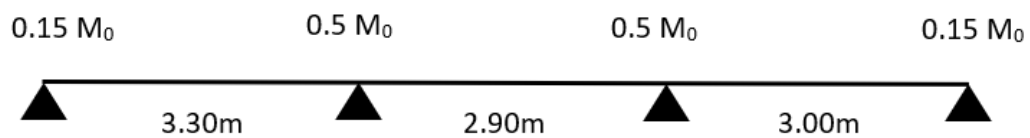


Figure III.21 : Évaluation des moments type 01 (Plancher étage courant + RDC).

Type 2 :



ELU :

Travée	L(m)	P_U (KN)	M_0	M_g	M_d	M_t	T_g	T_d
1	3.30	6.06	8.25	1.24	3.41	3.90	10.00	11.00
2	2.90	6.06	6.37	3.19	3.19	3.60	9.67	8.79
3	3.00	6.06	6.82	3.41	1.24	4.94	9.09	10.00

Tableau III.13 : Les efforts tranchants et les moments type 02 (plancher étage) à l'ELU.

ELS :

Travée	L(m)	P_s (KN)	M_0	M_g	M_d	M_t
1	3.30	4.38	5.85	0.87	2.41	4.60
2	2.90	4.38	4.52	2.26	1.80	2.79
3	3.00	4.38	4.83	2.41	1.93	2.98

Tableau III.14 : Les efforts tranchants et les moments type 02 (plancher étage) à l'ELS.

III.6.4 Ferrailage des poutrelles :

- **L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$$\emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

$$C_0 \geq 1\text{ cm} \Rightarrow C_0 = 1 + \frac{2}{2} = 2\text{cm}$$

Alors on adopte $C = 2\text{ cm}$

- **Les armatures longitudinales :**

- **ELU :**

- **En Travée :**

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.17 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 58947.2\text{ N.m}$$

$$M_{T\max} = 6880\text{ N.m} < M_0 = 58947.2\text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6.88 \times 10^6}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.023 < 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 15.91\text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{6.88 \times 10^3}{348 \times 15.91} = 1.24\text{ cm}^2$$

$M_t(\text{N.m})$	μ	μ_1	α	Z	$A(\text{cm}^2)$
6.88	0.023	0.392	0.029	15.91	1.24

- **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4.75 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 180^2} = 0.103$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 17.06 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} = \frac{4.75 \times 10^3}{348 \times 17.06} = 0.8 \text{ cm}^2$$

M_t (N.m)	μ	μ_1	α	Z	A(cm ²)
4.75	0.103	0.392	0.13	17.06	0.8

➤ **ELS :**

D'après le BAEL83

La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	α	Condition
En Travée	1,24	6880	5020	1,37	25	0.44	Condition vérifié
Sur Appui	0.8	4750	3470	1,37	25	0.44	Condition vérifié

• **Condition de fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A_{tmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{tmin} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{tmin} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}$$

- **Percentage minimal: BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée : $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

$$A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$$

- **Tableau Récapitulatif :**

Eléments	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}'} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
Appuis	0.8	0.22	0.20	0.8	1HA12 = 1.13
Travée	1.24	1.41	1.30	1.24	2HA12 = 2.26

- **Diamètre minimale $t \Phi$: BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\text{imin}}\right)$$

$$\varphi_t = 6\text{mm}$$

- **Travée:**

$$A_t = \frac{A_{\text{max}}}{4} = \frac{2.26}{4} = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Appui:**

$$A_t = \frac{A_{\text{max}}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.29 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA6 = 0.57 cm²

- **Espacement des cadres S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$S_{t1} \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (16.2 ; 40) \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 15 \text{ cm} \Rightarrow 1\text{HA14}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$ BAEL91 (A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 11520 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{11520}{100 \times 180} = 0.64 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne) . donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min \left[0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0.9.d = 16.20 \text{ cm.}$

$$T_u = 11520 \text{ N}$$

$$T_u = 11520 \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A \geq \gamma_s \times \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \times \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{11520}{400} = 33.12 \text{ mm}^2$$

$$A = 113 \text{ mm}^2 \geq 33.12 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche :** BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{3.30} = 0.06 \geq \frac{1}{22.5} = 0.0444 \quad \text{CNV} \\ \frac{0.2}{3.30} = 0.06 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.042 \quad \text{CV} \\ \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019 \leq \frac{3.3}{400} = 0.008 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **Schéma de ferrailage :**

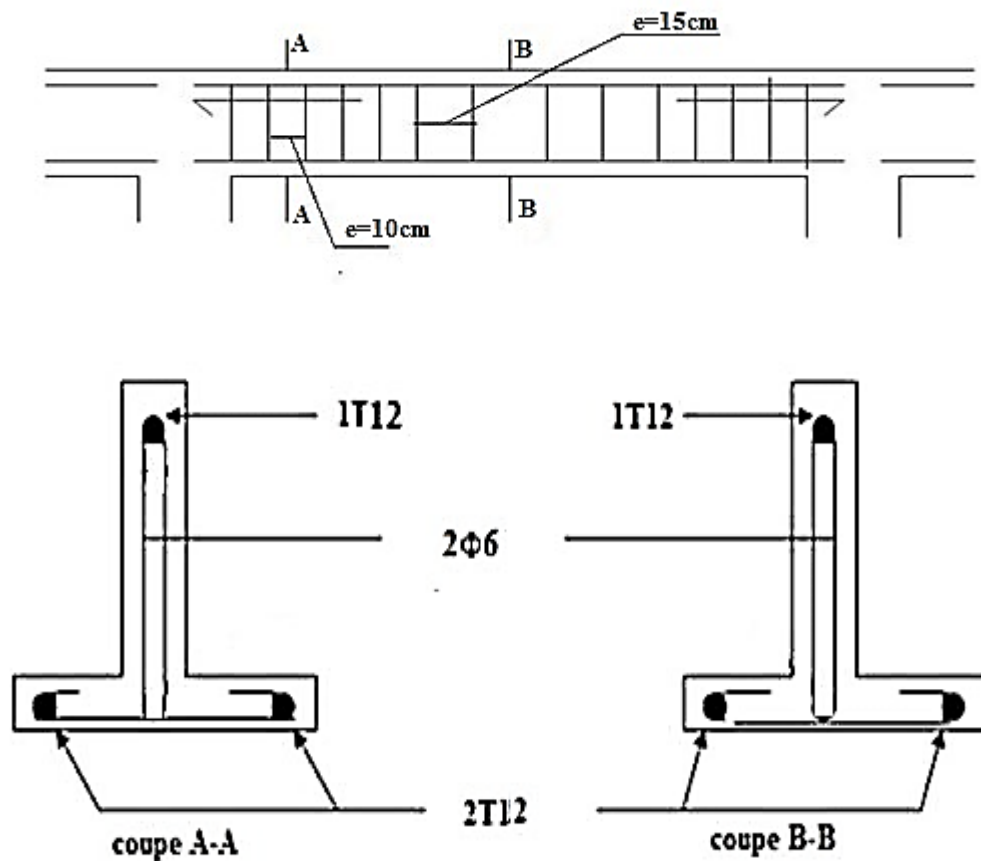


Figure III.22 : Ferrailages des poutrelles

III.7 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA99 version 2003.

Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV :

Étude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2 objective de l'étude sismique :

L'objectif d'une étude sismique est d'analyser le comportement d'un sol et/ou d'une structure face aux risques liés aux séismes. Elle permet notamment de :

1. Évaluer la réponse du sol aux ondes sismiques (nature, densité, capacité d'amortissement..)
2. Déterminer la sismicité locale d'un site en fonction de sa géologie et de son histoire sismique.
3. Concevoir ou adapter les constructions aux normes parasismiques, pour limiter les dommages en cas de tremblement de terre.
4. Identifier les zones à risque, notamment pour la construction d'infrastructures sensibles (ponts, barrages, centrales, etc.).

Il existe différents types d'études sismiques (géophysiques, géotechniques, probabilistes) selon l'objectif : construction, aménagement, ou prévention des risques.

IV.3 Classification de l'ouvrage selon leur importance :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **MILA** donc en(Zone **IIa**)
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S2.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

- La hauteur de la structure : $h = 30.60\text{m} > 23 \text{ m}$.

IV.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismique :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

IV.4.1 Méthode modale spectrale :

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.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.2 Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30 m en zones III

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a les conditions complémentaires suivantes **Zone I** : tous 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'usage 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.5 Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totaux de la structure.

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Notre bâtiment est implanté dans la région de **MILA** zone **IIa** .
- Groupe d'usage 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne

Donc, à partir du tableau 4.1 : $A = 0,15$.

- **Facteur d'amplification dynamique (D) :**

Donné par la formule : **4.2 (RPA2003)**

T1 et T2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site est donnée par le tableau 4.7
Pour un site meuble (S3) :

T1 = 0.15s T2 = 0.50s

Valeurs de T1 et T2				
Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.3	0.4	0.5	0.7

Tableau IV.1 : Valeurs de T1 et T2.

- Facteur de correction d'amortissement :

Valeurs de ξ (%)			
	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

Tableau IV.2 : Valeurs de ξ (%) .

- Matériau : Béton armé
- Remplissage : Dense
- Pourcentage d'amortissement critique : $\xi=8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 = 0.816 \geq 0.7$$

- La période fondamentale **T** :
- La période **T** peut être estimée à partir de la formule empirique 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(N).
- **H_N = 21.42 m**
- **C_T** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 $\Rightarrow C_T = 0.05$

Valeurs du coefficient C_T	
Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05
Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient C_T .

$$T = 0.05 (21.42)^{3/4} = \mathbf{0.5 \text{ sec}}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

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

D : est la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcule considérer.

Suivant x-x : $L_x = 21.4 \text{ m}$.

Suivant y-y : $L_y = 11.15 \text{ m}$.

$$T_x = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{21.4}} = 0.42 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{11.15}} = 0.58 \text{ sec}$$

$$T_x = \min (0.44, 0.42) \Rightarrow T_x = 0.42 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0.44, 0.58) \Rightarrow T_y = 0.44 \text{ sec}$$

SI	PERIODE CHOISIE POUR LE CALCUL DU FACTEUR "D"
TANALYTIQUE $\leq$ TEMPIRIQUE	$T = T_{\text{EMPIRIQUE}}$
TEMPIRIQUE < TANALYTIQUE < 1.3 x TEMPIRIQUE	$T = T_{\text{ANALYTIQUE}}$
TANALYTIQUE $\geq$ 1.3 x TEMPIRIQUE	$T = 1.3 \times T_{\text{EMPIRIQUE}}$

Tableau IV.4 : Vérification de la période fondamentale (ART 4.2.4.4)

Donc la valeur de la période fondamentale retenue pour le calcul du facteur dynamique "D" est : $T = 0.44 \text{ s}$

- Facteur d'amplification dynamique :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

Figure IV.1 : Facteur d'amplification dynamique

$$\text{Sens x : } 0 < T_x < T_2 \Rightarrow 0 < T_x < 0.5 \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

$$\text{Sens y : } 0 < T_y < T_2 \Rightarrow 0 < T_x < 0.5 \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

- Coefficient de comportement global de structure (R)

Valeurs du coefficient de comportement R			
Matériau	Cas	Description du système de contreventement (voir chapitre III 3.4)	Valeur de R
Aciers	7	Portiques auto stables ductiles	6
	8	Portiques auto stables 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
Béton Armé	1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
	1b	Portiques auto stables 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
Maçonnerie	12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5

Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de comportement R.

- **Facteur de qualité « Q » :**

Valeurs des pénalités P _q		
Critère P _q	X	Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0.05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau IV.6 : Valeurs des pénalités P_q.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.35$$

$$\text{Sens XX}' \rightarrow Q_x = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$\text{Sens YY}' \rightarrow Q_y = 1 + 0.3 = 1.2$$

- **Modélisation :**

- Les poteaux et les poutres : élément barre type poteau BA et poutre BA
- Voiles : élément (voile)
- Condition d'appui : encastrement à la base
- Les planchers : élément (plancher)
- Type de maillage : normal

- **Le but de l'analyse dynamique est :**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

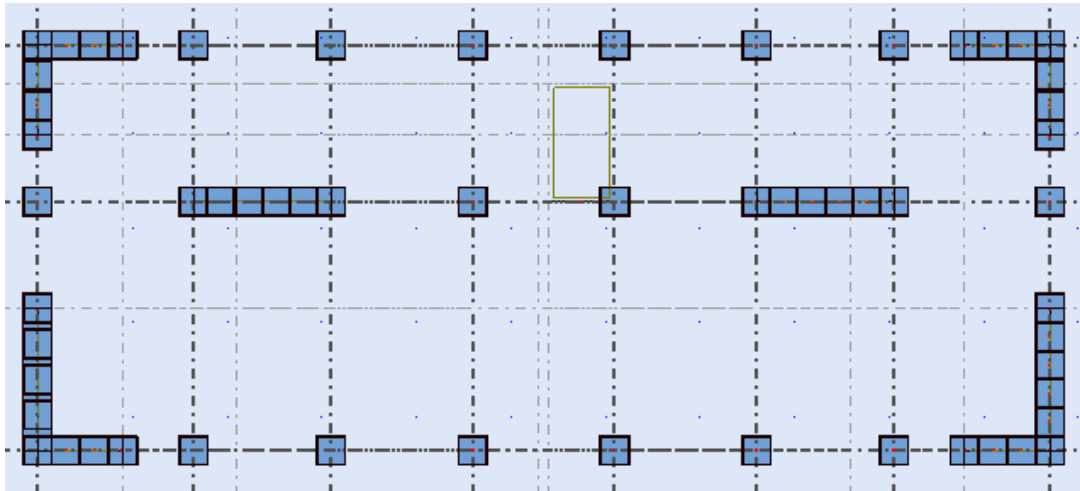


Figure IV.2 : Disposition des voiles

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
3/ 1	1,81	0,55	0,02	71,44	0,0	0,02	71,44	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 2	1,91	0,52	70,85	71,46	0,0	70,83	0,02	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 3	2,70	0,37	70,99	71,46	0,0	0,15	0,00	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 4	6,83	0,15	70,99	87,66	0,0	0,00	16,21	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 5	7,29	0,14	87,43	87,66	0,0	16,44	0,00	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 6	10,63	0,09	87,43	87,66	0,0	0,00	0,00	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 7	14,66	0,07	87,43	93,74	0,0	0,00	6,08	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 8	15,98	0,06	93,69	93,74	0,0	6,26	0,00	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 9	23,25	0,04	93,69	93,74	0,0	0,00	0,00	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0
3/ 10	23,65	0,04	93,69	96,60	0,0	0,00	2,86	0,0	1892983,05	1892983,05	0,0

Tableau IV.7: Les modes propres.

Direction "X":	8ème Mode	93.69%	>	90%
Direction "Y":	7ème Mode	93.74%	>	90%

- Vérification de la période:**

Selon le RPA 99 / version 2003: la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques

$$T_x = 0.42 \text{ sec} \times (1,3) = 0,54 > 0,52 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$T_y = 0.44 \text{ sec} \times (1,3) = 0,57 > 0,55 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- Poids total de la structure W :**

Poids total de la structure W :

$$W = \sum_1^n W_i$$

Avec $W_i = W_G + \beta W_Q$

- **WG** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- **WQ** : Charges d'exploitation.
- **β** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée, d'après le tableau (4.5) du RPA 99 V2003. Pour notre type (bâtiment d'habitation) **$\beta=0.20$**

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.3
	Bâtiments recevant du public temporairement : salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.6

Tableau IV.8 : Valeurs du coefficient de pondération " β " RPA99 Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux (W_i) de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2018.

	Réaction à la base de la structure	
Cas	Permanent (KN)	Exploitation (KN)
Somme totale	17884.75	2263.58

$$W = \sum_1^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = 17884.75 + 0.2 \times 2263.58 = 18337.47 \text{ KN}$$

➤ Des exemples des différents modes de déformation de la structure:

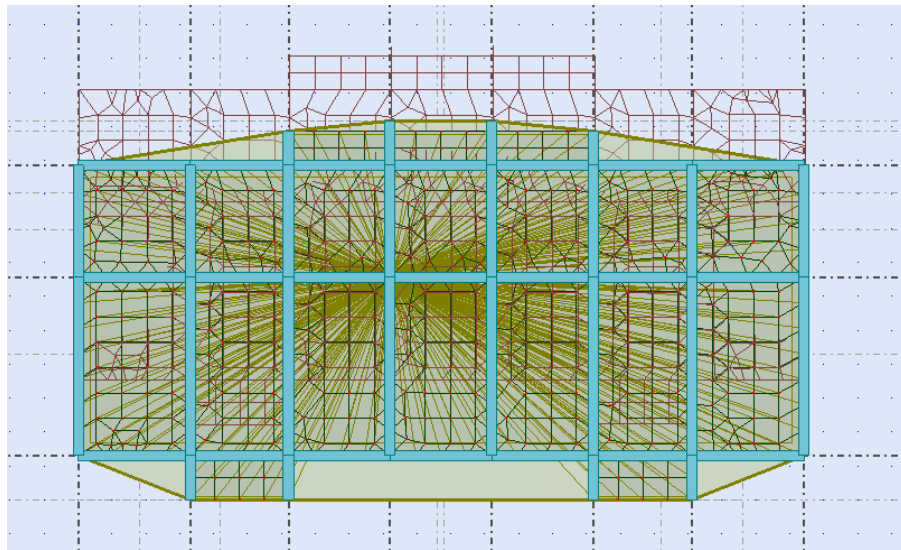


Figure IV.3 : Premier mode de vibration (Translation) Vue 3D et vue en plan

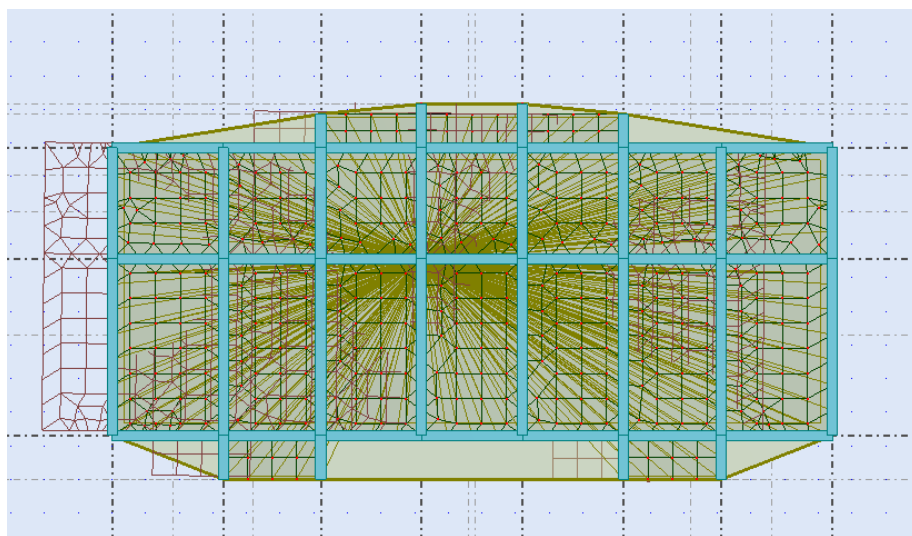


Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration (Translation) Vue 3D et vue en plan

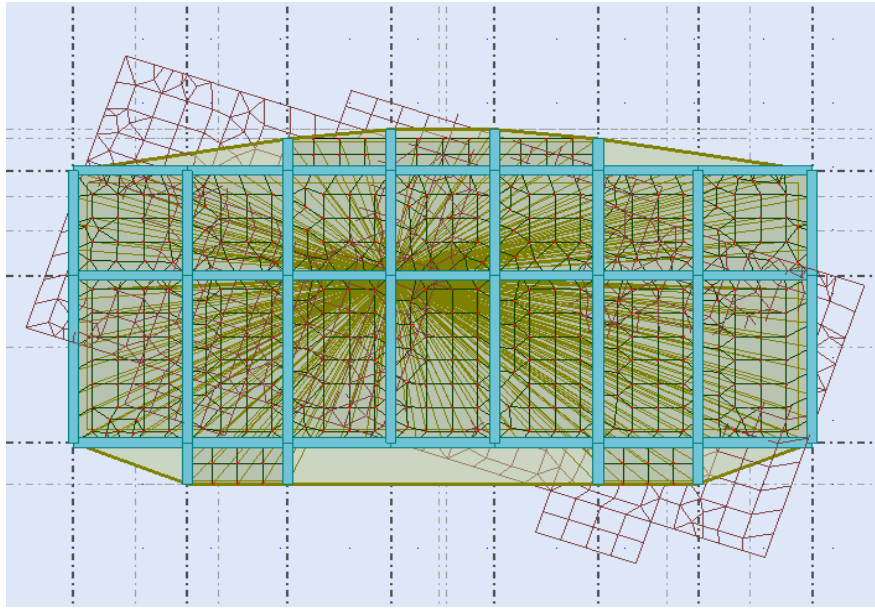


Figure IV.5 : Troisième mode de vibration (Rotation) Vue 3D et vue en plan

- **Calcul de l'effort sismique a la base de structure « V » :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{5} \cdot 18337.47 = 1346.7 \text{ KN}$$

$$V_x = V_y = 1346.7 \text{ KN}$$

- **L'Effort sismique a la base :**

Séisme	F_x	F_y	M_z
	[KN]	[KN]	[KN]
Ex	1431.04	13.40	699.60
Ey	13.40	1394.39	13.32

Tableau IV.9 : Effort sismique a la base.

IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	1077.36	1431.04	Condition vérifiée
Suivant Y	1077.36	1394.39	Condition vérifiée

Tableau IV.10 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

IV.7 L'effort tranchant de chaque niveau :

Étages	Poteaux		Voiles		Totale	
	T_X	T_Y	T_X	T_Y	T_X	T_Y
RDC	279.95	294.95	1151.09	1099.44	1431.04	1394.39
1	325.84	293.36	1063.33	1056.87	1389.17	1350.23
2	389.28	334.03	908.90	929.43	1298.18	1263.46
3	407.56	335.44	756.05	794.41	1163.61	1129.85
4	394.33	312.16	579.31	634.05	973.64	946.21
5	353.71	266.347	379.04	442.12	732.76	708.59
6	327.50	260.75	99.06	152.81	426.56	413.56

Tableau IV.11 : Effort tranchant sur les voiles de contreventement et les poteaux.

IV.8 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

δ_k : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- Sens x-x :

Etage	Max Ux [cm]	Min Ux [cm]	dr Ux [cm]
RDC	0.3	0.0	0.3
1	1.0	0.3	0.6
2	1.8	0.9	0.8
3	2.7	1.7	0.9
4	3.6	2.5	0.9
5	4.4	3.3	0.8
6	5.2	4.1	0.8

Tableau IV.12 : Vérification Des déplacement pour le sens x-x

- Sens y-y :

Etage	Max Uy [cm]	Min Uy [cm]	dr Uy [cm]
RDC	0.4	0.0	0.3
1	1.0	0.3	0.7
2	1.9	1.0	0.9
3	2.8	1.9	0.9
4	3.7	2.8	0.9
5	4.6	3.7	0.8
6	5.4	4.6	0.8

Tableau IV.13 : Vérification Des déplacement pour le sens y-y

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3.06) = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm}$.

IV.9 Justification de L'effort P- Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

- Sens x-x :

Etage	$p_k(t)$	Δ_k (m)	$V_x(t)$	h_k (m)	Θ	< 0.1
RDC	18337.47	0.003	1431.04	3.06	0.012	C.V
1	15622.75	0.006	1389.17	3.06	0.022	C.V
2	13013.09	0.008	1298.18	3.06	0.027	C.V
3	10403.10	0.009	1163.61	3.06	0.026	C.V
4	7793.30	0.009	973.64	3.06	0.023	C.V
5	5184.07	0.008	732.76	3.06	0.018	C.V
6	2575.03	0.008	426.56	3.06	0.013	C.V

Tableau IV.14 : Vérification l'effet P- Δ sens X

- Sens y-y :

Etage	$p_k(t)$	Δ_k (m)	$V_x(t)$	h_k (m)	Θ	<0.1
RDC	18337.47	0.003	1394.39	3.06	0.012	C.V
1	15622.75	0.007	1350.23	3.06	0.026	C.V
2	13013.09	0.009	1263.46	3.06	0.03	C.V
3	10403.10	0.009	1129.85	3.06	0.027	C.V
4	7793.30	0.009	946.21	3.06	0.024	C.V
5	5184.07	0.008	708.59	3.06	0.019	C.V
6	2575.03	0.008	413.56	3.06	0.016	C.V

Tableau IV.15 : Vérification l'effet P- Δ sens Y

➤ **Centre de masse et centre de torsion :**

ETAGE	MASSE ET TORSION	G (x,y) [m]	R (x,y) [m]
RDC	269.620	10.70 ; 5.71	10.70 ; 6.28
1	269.620	10.70 ; 5.71	10.70 ; 6.28
2	269.620	10.70 ; 5.71	10.70 ; 6.28
3	269.620	10.70 ; 5.71	10.70 ; 6.28
4	269.620	10.70 ; 5.71	10.70 ; 6.28
5	269.620	10.70 ; 5.71	10.70 ; 6.28
6	275.260	10.70 ; 5.64	10.70 ; 6.23

Tableau IV.16 : Centre de masse et centre de torsion➤ **EXCENTRICITE :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$e_x = |X_G - X_R|$$

$$e_y = |Y_G - Y_R|$$

ETAGE	ex (m)	ey (m)
RDC	0.00	0.57
1	0.00	0.57
2	0.00	0.57
3	0.00	0.57
4	0.00	0.57
5	0.00	0.57
6	0.00	0.59

Tableau IV.17 : L'excentricité

- **L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA 99V2003 (art4.2.7) est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L$ avec : $L_x = 21.40$ m $e_{ax} = 1.07$ m
- $e_{ay} = 0.05 L$ avec : $L_y = 11.15$ m $e_{ay} = 0.60$ m

Donc : l'excentricité à prendre en compte dans le calcul sera :

- $e_x = 0.00 < e_{ax} = 1.07$ (CV)
- $e_y = 0.57 < e_{ay} = 0.60$ (CV)

IV.10 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) [1] exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : $V = \frac{N_d}{B_s f_{c28}} \leq 0.3$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA[1] , (l'Article B.8.2.2)

Pour un poteau soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme : « Les combinaisons d'action à considérer ».

Poteau	Section (mm)	N_d (N)	F_{c28} (MPa)	V	Observation
R+6	300*400	1228690	25	0.41	CNV

Tableau IV.18 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux

Donc il faut changer la section des poteaux on adopte (45*45) cm

$$V = \frac{N_d}{B_s f_{c28}} = \frac{1388590}{(450 \times 450) \times 25} = 0.27 \leq 0.3 \dots \dots \dots CV$$

IV.11 Vérification au renversement :

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique a chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé en compte le poids total de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Il faut donc vérifier :

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$$

- Sens x-x :

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \times h_k$
RDC	18337.47	10.70	196210.93	41.87	3.06	128.12
1	15622.75	10.70	167163.43	90.99	3.06	278.43
2	13013.09	10.70	139240.06	134.57	3.06	411.78
3	10403.10	10.70	111313.17	169.97	3.06	520.10
4	7793.30	10.70	83388.31	260.88	3.06	798.28
5	5184.07	10.70	55469.55	306.2	3.06	936.97
6	2575.03	10.70	27552.82	426.56	3.06	1305.27
$\sum W_k \cdot b_i$			780338.26	$\sum F_k \cdot h_k$		4378.95

- Sens y-y :

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \times h_k$
RDC	18337.47	5.58	102323.08	44.13	3.06	135.04
1	15622.75	5.58	87174.95	86.8	3.06	265.60
2	13013.09	5.58	72613.04	133.61	3.06	408.84
3	10403.10	5.58	58049.30	183.64	3.06	561.94
4	7793.30	5.58	43486.61	237.62	3.06	727.12
5	5184.07	5.58	28927.11	295.03	3.06	902.79
6	2575.03	5.58	14368.67	413.56	3.06	1265.49
$\sum W_k \cdot b_i$			406942.76	$\sum F_k \cdot h_k$		4266.82

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

- Sens x-x :

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
780338.26	4378.95	178.2	Condition vérifié

- Sens y-y :

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
406942.76	4266.82	95.37	Condition vérifié

IV.12 Conclusion :

L'étude sismique de la structure choisie s'est faite par la méthode dynamique modale spectrale suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

Le bâtiment a été modélisé à l'aide du logiciel ROBOT.V14. Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié également les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-Δ).

Chapitre V :

Ferraillages des éléments résistants

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poutres
2. Poteaux
3. Voiles

V.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armature incorporée, elles transmettent les charges aux poteaux.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage on doit respecter le pourcentage minimal d'armature imposé par le RPA99 en zone IIa.

V.2.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

	Selon BAEL 91	Selon RPA 99
ELU	$1,35 G + 1,5 Q$	$G + Q \pm E$
ELS	$G + Q$	$0,8 G \pm E$

TableauV.1 : Combinaisons des charges

V.2.2 Ferraillage des poutres principales et secondaire :

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ BAEL91

- **Condition de non fragilité :** $A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (A.4.2)

Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b$ (B.6.4)

- **Vérification de l'effort tranchant:**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- **Détermination de l'armature transversale :**

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \times f_t}{0.4 \times b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L. U des armatures d'âmes s'exprime par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj} \times k)}{0.9f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures droites :

$$K = 1 ; \alpha = \frac{\pi}{2}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23f_{tj}}{f_e}$$

- **Vérification de la flèche : (BAEL 91 art B.6.5)**

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

- M_t : moment MAX en travée.
- M_0 : moment isostatique minimal.
- B_0 : largeur de la poutre.
- d : hauteur utile.
- A : Section d'armature

- **Recommandation RPA99/version2003 :**

- **Les armatures longitudinales :**(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permette un bon comportement du nœud lors du séisme (évite l'éclatement du nœud)

- **Armatures transversales :** (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$

- **Exemple de calcul :**

a. Poutre principale 30x40

Calcul d'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm}$$

b. Poutre secondaire (30x35)

Calcul d'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

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

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

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

➤ E.L.S :

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• Vérification nécessaire pour les poutres

La condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

a. Poutre principale :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

b. Poutre secondaire :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 32.25 \times \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal d'armature :**

- a. **Poutre principale :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- b. **Poutre secondaire :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 35 \times 30 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} \geq 0.5\% \cdot b \cdot h$

- a. **Poutre principale :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 35 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

- b. **Poutre secondaire :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = \begin{cases} 4\%bh \\ 6\%bh \end{cases}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPA}).$$

➤ **En Travée :**

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q) :

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	55550	0.100	0.392	0.131	341.136	4.68
Poutre secondaire	43660	0.103	0.392	0.174	293.076	4.27

E.L.S : Combinaison (G + Q) :

	M _U	M _{ser}	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	55550	40710	0.094	1.364	0.432	Vérifiée
Poutre secondaire	43660	31780	0.097	1.373	0.437	Vérifiée

- **Tableau Récapitulatif :**

	A_{cal} (cm ²)	$A_{\min}^{BAEL}$ (cm ²)	$A_{\min}^{RPA}$ (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\max}$ (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	4.68	1.2	6.00	1.34	6.00	8HA10 = 6.28
Poutre secondaire	4.27	1.05	5.25	1.17	5.25	8HA10 = 6.28

➤ Sur Appuis :

Combinaison (G + Q + E) :

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal}
Poutre principale	118910	0,215	0.392	0,306	315.94	10.82
Poutre secondaire	89740	0,212	0.392	0.301	277.07	9.31

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{adopt}(cm^2)$
Poutre principale	10.82	1.2	6.00	1.34	10.82	8HA14=12.32
Poutre secondaire	9.31	1.05	5.25	1.17	9.31	7HA14= 10.78

- **Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)**

a. Poutre Principale

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.076 \geq 0.055 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0074 \leq 0.011 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.076 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

b. Poutre Secondaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.076 \geq 0.093 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0066 \leq 0.011 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.10 \geq 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

- **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

a. Poutre Principale :

$$T_u^{\max} = 96.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{96600}{300 \times 360} = 0.894 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.894 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Poutre Secondaire :

$$T_u^{\max} = 70.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{70810}{300 \times 360} = 0.655 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.655 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Les Armatures Transversales :**

a. Poutre Principale :

- En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d; 50 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (36 \text{ cm}; 50 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Section minimale des armatures transversales : BAEL91 (A.5.1.23) :**

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_e}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

• **Condition exigée par le RPA99V2003 art 7.5.2.2 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodal)}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8 = 2.01 cm²

b. Poutre Secondaire :

- En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right) = 8.75 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9d; 50\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (31.5 \text{ cm} ; 50\text{cm}) \dots\dots\dots\text{CV}$$

• **Section minimale des armatures transversales : BAEL91 (A.5.1.23) :**

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_e}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

• **Condition exigée par le RPA99V2003 art 7.5.2.2 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 30 = 0.79 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodale)}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8 = 2.01 cm

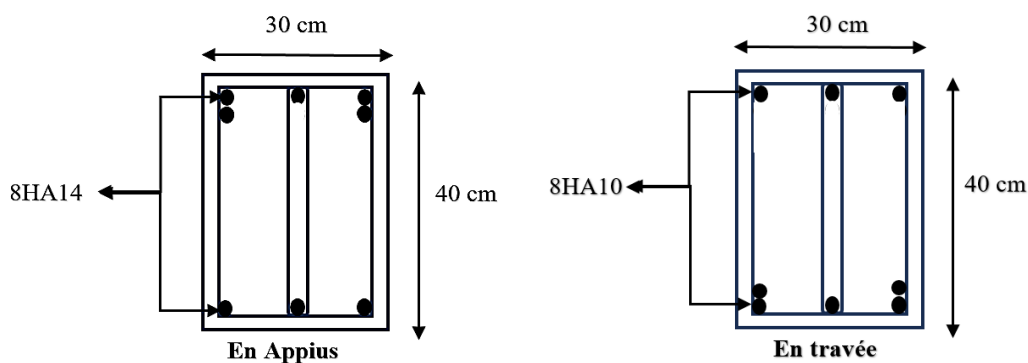


Figure V.1. Ferraillage de la poutre principale.

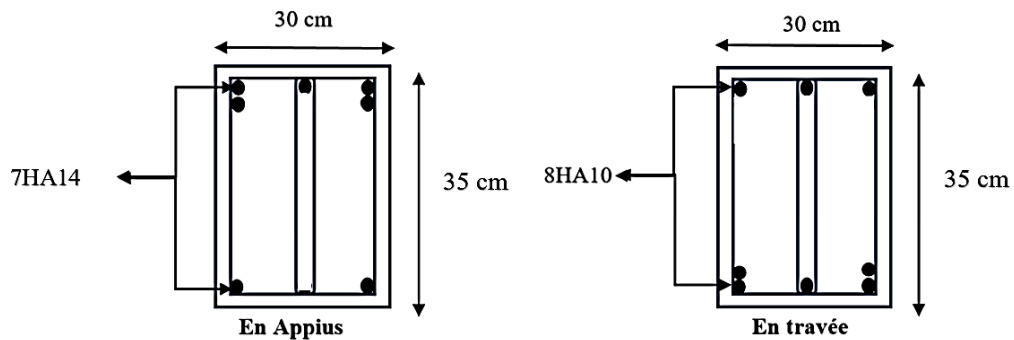


Figure V.2. Ferrailage de la poutre secondaire.

V.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et ils sont soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinales, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

En considérant les sollicitations suivantes :

$N_{\max} \Rightarrow M$ correspondant

$M_{\max} \Rightarrow N$ correspondant

$N_{\min} \Rightarrow M$ correspondant

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.5	25	14.20	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau V.2. : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Pot 45×45	ELU		ELS		0.8G±Ex		G+Q+Ex	
	N _{Max}	M _{Cor}	N _{Ser}	M _{Ser}	N _{Min}	M _{Cor}	M _{Max}	N _{Cor}
	1559.5	11.65	1139.07	8.48	150.15	12.01	57.81	1181.34

Tableau V.3. : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

➤ **Combinaison de charge :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

• **Selon BAEL :**

- ✓ E L U : $1,35 G + 1,5 Q$
- ✓ E L S : $G + Q$

• **Selon RPA99/Version 2003 :(situation accidentelle)**

- ✓ $0,8G \pm E$
- ✓ $G + Q + E$

V.3.1 Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL91 mod.99 [2]

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

V.3.2 État limite de stabilité de forme :

Calcule en flexion composée avec un effort normal N_u et un moment M_u tel que :

$$M_u = e \cdot N_u$$

$$\text{Avec : } e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; e_a = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right\} ; e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$\emptyset$: Généralement égal à 2

$$L_f = 0.7 L_0$$

V.3.3 Détermination des sections d'acier• **Exemple de calcul :**

Soit le poteau le plus sollicité de RDC :

$$c = c' = 4 \text{ cm} ; s = (45 \times 45) \text{ cm} ; \text{acier Fe E400} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$L = 3,06\text{m}$: hauteur totale du Poteau.

- **Ferrailage longitudinal :**

✓ **E.L.U :**

$$N_{\max} = 1559.50 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 11.65 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

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

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{11.65}{1559.5} = 0.00747 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{306}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.02747 \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{L_f}{h} < \max \left(15 ; \frac{20e_1}{h} \right)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$4.76 < \max (15 ; 1.22)$$

La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{2.142}{0.45} = 16.50$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.814$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10000 \times 0.45} \times (2 + 0.814 \times 2)$$

$$e_2 = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.02747 + 0.011 = 0.03847 \text{ m}$$

$$e = 3.847 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ELU}} \cdot e = 1559.50 \times 0.03847 = 60.00 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{Max}} = 1559.50 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 60.00 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \cdot 45 \times 45 \times 14.20$$

$$A = 3429.033 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 60.00 + 1559.50 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 291.51 \text{ KN.m}$$

$$B = 1559.50 (0.405 - 0.04) - 291.51 = 277.70 \text{ KN.}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{297510}{14.2 \times 45 \times 40.5^2} = 0.278$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.48 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle}$$

$$\mu = 0.278 \quad ; \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (\alpha = 0.417 ; \beta = 0.34)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{297510}{400 \times 0.34 \times 40.5} = 54.01 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 54.01 - \frac{155950}{100 \times 400} = 15.02 \text{ cm}^2$$

✓ **(G+Q±E):**

$$M_{\text{Max}} = 57.81 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 1181.34 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{57.81}{1181.34} = 0.048 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.068 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10000 \times 0.45} \times (2 + 0.814 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.068 + 0.011 = 0.079 \text{ m}$$

$$e = 7.9 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ELU}} \cdot e = 1181.34 \times 0.079 = 93.33 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{Max}} = 1181.34 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 93.33 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \cdot 45 \times 45 \times 14.20$$

$$A = 3429.033 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 93.33 + 1181.34 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right) = 229.44 \text{ KN.m}$$

$$B = 1181.34 (0.405 - 0.04) - 229.44 = 201.75 \text{ KN.}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{229440}{18.48 \times 45 \times 40.5^2} = 0.168$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.48 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle}$$

$$\mu = 0.168 \quad ; \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (\alpha = 0.231 ; \beta = 0.442)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{229440}{400 \times 0.442 \times 40.5} = 32.04 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 32.04 - \frac{1181340}{100 \times 400} = 2.5 \text{ cm}^2$$

✓ (0.8G ±E) :

$$N_{\min} = 150.15 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{COR}} = 12.01 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{12.02}{189.5} = 0.079 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.099 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10000 \times 0.45} \times (2 + 0.814 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.099 + 0.011 = 0.11 \text{ m}$$

$$e = 11 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ELU}} \cdot e = 1181.34 \times 0.079 = 16.51 \text{ KN.m}$$

• Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Max}} = 150.15 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 16.51 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 4) \cdot 45 \times 45 \times 14.20$$

$$A = 3429.033 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 16.51 + 150.15 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right) = 43.537 \text{ KN.m}$$

$$B = 150.15 (0.405 - 0.04) - 43.537 = 11.267 \text{ KN.}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{435370}{18.48 \times 45 \times 40.5^2} = 0.0319$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.48 \text{ MPa} , \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle}$$

$$\mu = 0.0319 \quad ; \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (\alpha = 0.405 ; \beta = 0.339)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{435370}{400 \times 0.339 \times 40.5} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 7.92 - \frac{435370}{100 \times 400} = 4.16 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2.1**

$$A_{s\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.20 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2.1**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en (zone II)
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.

$$A_{s\min} = 0.8 \% \times b \times h \Rightarrow A_{s\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.2 \% \times h \times b = 0.002 \times 45 \times 45 = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.5 \% \times h \times b = 0.005 \times 45 \times 45 = 10.12 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\min}^{\text{BAEL}} , A_{\min}^{\text{RPA}}) = 16.02 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = A_{s\min} = 16.02 \text{ cm}^2$ et on adopt 9HA16 = 18.10 cm²

- **Vérification à L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ - la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

✓ E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = 1139.07 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{8.48}{1139.07} = 0.00744 \text{ m} ; e_0 = 0.00744 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.075 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons des notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 45 \times 45 + 15 (18.10) = 2296.5 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A_1 c + A_2 d) \right] = 25.10 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 45 - 25.10 = 19.90 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 (A_1 (v_1 - c_1)^2 + A_2 (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3} (25.10^3 + 19.90^3) + 15 (18.10 (25.10 - 4)^2 + 18.10 (19.90 - 4)^2)$$

$$I_{xx} = 368041.912 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_s}{100 \times B_0} = \frac{1139070}{100 \times 2296.5} = 4.96 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{8.48}{368041.912} = 0.023$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + k \times v_1 = 4.96 + 0.023 \times 25.10 = 5.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.54 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent. La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15 [\sigma_0 + K (v_1 - c')] = 15 [4.96 + 0.023 (25.10 - 4)] = 81.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 [\sigma_0 + K (d - v_1)] = 15 [4.96 + 0.023 (40.5 - 25.10)] = 79.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 81.67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_s^2 = 79.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Armatures transversales :**

- **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux

La combinaison $(G + Q \pm E)$ donné l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 62.62 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{62620}{450 \times 405} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.34 \text{ MPa} < \overline{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Calcul d'armature transversal :**

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées a l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales ($f_e 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \frac{I_f}{b}$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas : $\lambda_g = \frac{2.142}{0.45} = 4.76 < 5$ alors : $\rho_a = 3.75$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- RPA99 (7.4.2.2)
 - La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone IIa.
 - La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_1$ en zone IIa.

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

En prend $S_t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courant.

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} S_t = \frac{3.75 \times 62620}{45 \times 235} \times 20 = 4.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.44 \text{ cm}^2 \text{ soit 6 cadres de } \Phi 10 \quad A_t = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2) :

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

- **Dans la zone nodale** $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.8\% \Rightarrow A_t = 0.08 \times 15 \times 45 = 5.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **Dans la zone courante** : $t = 30 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.8\% \Rightarrow A_t = 0.08 \times 30 \times 45 = 10.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

- **Bagel : (art A.8.1.3)**

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

ETAGE	S _{POT} (cm ²)	A _{CAL} (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
RDC +6	45×45	16.02	9HA16	18.10

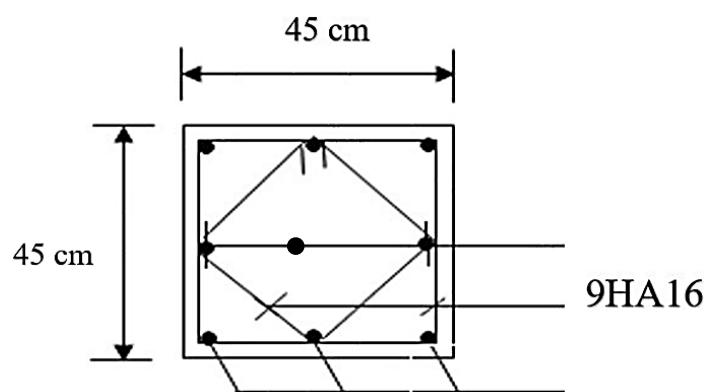


Figure V.3. Croquis des de ferrailages poteaux.

V.4 Les voiles :

V.4.1 Introduction :

Les voiles sont sollicités par un effort normal [**N**], un effort tranchant [**V**] et un moment fléchissant [**M**].

On devra disposer des armatures suivantes :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

V.4.2 Les combinaisons de calcul :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifié selon le

RPA99/2003 sous les effets de $N_{\max}$ et M_{corr} .

- Pour le ferraillage : $0.8G + E$
- Pour la vérification : $G + Q$

V.4.3 Recommandations du RPA99 :**V.4.3.1 Armature verticale : (article 7.7.4.1. RPA99/2003).**

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion

Composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003 :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

V.4.3.2 Armature Horizontal : (article 7.7.4.2. RPA99/2003)

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles 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.

- **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) valeurs suivantes :

$$St \leq 1,5a$$

$$St \leq 30\text{cm}$$

$$St \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a) ; \text{ avec } a : \text{épaisseur du voile.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 Ø : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
- 20 Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1.4 V_{\text{Cal}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

- Disposition des voiles

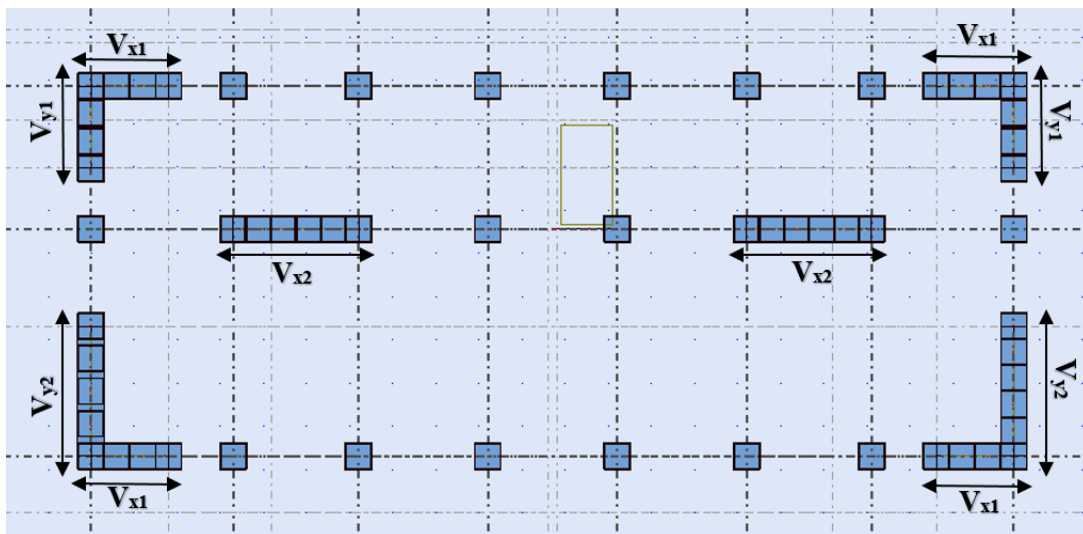


Figure V.4 : Disposition des voiles.

V.4.4 Le ferrailage des voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ROBOT, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Voile	$M_{\max}$ (KN.m)	N_{cor} (KN)	V (KN)
V_{x1}	266.28	433.35	277.72
V_{x2}	767.98	68.97	418.05
V_{y1}	502.60	212.92	421.94
V_{y2}	1195.12	424.26	484.10

Tableau V.4 : Sollicitations de calcul dans les voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$).

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.

- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adp} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0.15\% \times b \times h$: section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $A_h^{cal} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: section d'armature calculée.
- A_h^{adp} : section d'armature adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

➤ **Exemple de calcul**

On prend comme exemple le voile V_{X1} :

$$M_{max} = 266.28 \text{ KN.m} \text{ et } N_{cor} = 433.35 \text{ KN} \text{ et } V = 277.72 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.80 \text{ m} ; d = 0.9 \times h = 2.75 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{266.28}{433.35} = 0.6 \text{ m}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{L}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 266.28 + 433.35 \times \left(2.75 - \frac{1.80}{2}\right) = 1067.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1067.97 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.75^2 \times 14.2} = 0.066 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.085$$

$$\beta = d(1 - 0.4\alpha) = 2.65 \text{ m}$$

$$A_v^{\text{cal}} = \frac{M_{UA}}{\beta \times f_{st}} = \frac{1067.97 \times 10}{2.65 \times 348} = 11.58 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures minimales :**

$$A_v^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times L = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.2\% \times e \times L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{1.8}{2} = 0.9 \text{ m}$$

$$\sigma^+ = \frac{433.35 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.8} + \frac{266.28 \times 10^{-3}}{\frac{0.15 \times 1.8^3}{12}} \times 0.9 = 7.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{433.35 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.8} - \frac{266.28 \times 10^{-3}}{\frac{0.15 \times 1.8^3}{12}} \times 0.9 = -4.31 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\text{min}} \times L}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} = \frac{4.31 \times 1.8}{7.52 + 4.31} = 0.65 \text{ m}$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_v^{\text{cal}} = 11.58 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}^t = 1.95 \text{ cm}^2$$

On choisit : 6HA16 = 12.06 cm²

$$A_{\text{min}}^c = 0.1\% \times e \times L_c \quad \text{avec : } L_c = L - 2 \times L_t = 1.8 - 2 \times 0.65 = 0.5 \text{ m}$$

$$A_{\text{min}}^c = 0.75 \text{ cm}^2$$

On choisit : 1HA12 = 1.13 cm²

$$A_v^{\text{adp}} = 12.06 + 1.13 = 13.19 \text{ cm}^2$$

On a : V = 277.72 KN

- **Calcul des armatures horizontales :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{277.72 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.75} = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Pour $S_t = 20 \text{ cm}$ on aura :

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 15 \times 306 = 9.18 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4} = \frac{13.19}{4} = 3.29 \text{ cm}^2$$

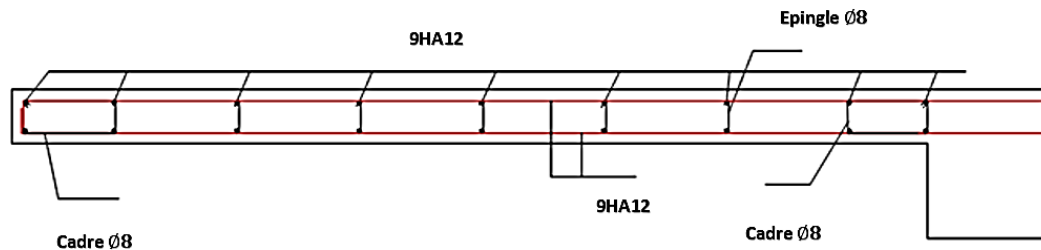
On choisit : 9HA12 = 10.18 cm²

$$A_h^{\text{adp}} = 10.18 \text{ cm}^2$$

	Voile V_{x1}	Voile V_{x2}	Voile V_{y1}	Voile V_{y2}
L (m)	1.80	2.90	1.90	3.00
M (KN.m)	266.26	767.98	502.60	1195.12
N (KN)	433.35	68.97	212.92	424.26
V (KN)	277.72	418.05	421.94	484.10
τ_u (MPa)	0.67	1.01	1.02	1.17
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	11.58	9.23	9.53	19.06
A_v^{min} (cm²)	4.05	6.52	4.27	6.75
A_v^{adp} (cm²)	13.19	9.52	10.64	20.77
N_{barre}	6HA16+ 1HA12	6HA14+ 1HA6	5HA16+ 3HA5	4HA25+ 1HA12
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	3.29	2.38	2.66	5.19
A_h^{min} (cm²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{adp} (cm²)	10.18	10.18	10.18	10.18
N_{barre}	9HA12	9HA12	9HA12	9HA12

Tableau V.5 : Ferrailage des voiles à yy et xx.

- Voile V_{y1} ; V_{y2}



- Voile V_{x1} ; V_{x2}

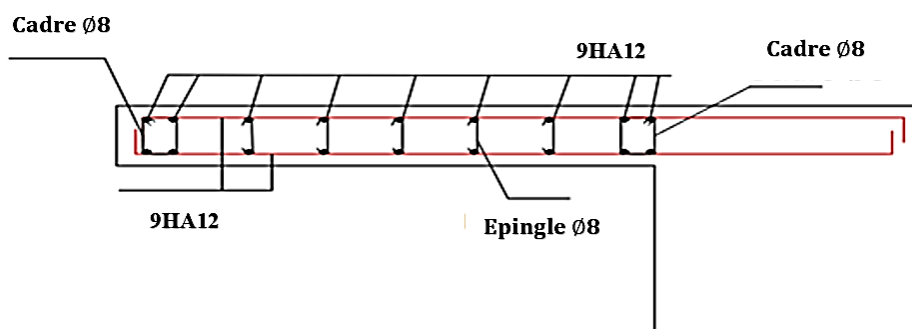


Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile.

V.5 Conclusion :

Les éléments principaux, également appelés structure portante, jouent un rôle essentiel dans la résistance et la stabilité de l'ouvrage, ainsi que dans la transmission des charges de la superstructure vers les fondations.

Ils doivent donc être soigneusement dimensionnés, correctement armés, puis rigoureusement vérifiés. Une attention particulière doit également être portée à leur mise en œuvre sur le chantier.

Chapitre VI :

Calcul de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2 Les Fondations :

VI.2.1 Introduction :

Les fondations sont constituées par la partie de la structure qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de cette structure. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol les charges de la superstructure. Pour les fondations nous avons trois types :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier générale (radier dalle pleine ; radier nervurer).

VI.2.2 Les combinaisons :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1,35G + 1,5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0,8G \pm E$) pour la vérification.

VI.2.3 Étude du sol :

Le sol est un matériau naturel, hétérogène et dont les propriétés varient considérablement d'un site à l'autre, voire sur un même site. Il est donc impératif de réaliser une reconnaissance géotechnique (communément appelée "étude de sol") avant de concevoir les fondations d'un ouvrage, même modeste.

Cette étude, réalisée par un ingénieur géotechnicien, vise à :

- Identifier la nature et la succession des couches de sol en place.
- Déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches (granulométrie, densité, limites d'Atterberg, résistance au cisaillement, compressibilité...).
- Localiser le niveau de la nappe phréatique et évaluer son impact potentiel.
- Définir les contraintes admissibles et les modules de déformation du sol pour le calcul des fondations.
- Préconiser le type de fondation le plus adapté et les précautions constructives éventuelles.

Négliger l'étude de sol expose à des risques majeurs de sinistres (tassements excessifs, instabilité, surcoûts importants). Les normes (comme la NF P 94-500 en France) encadrent les missions géotechniques.

VI.2.4 Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.4.1 Vérification de la semelle isolée :

$N_u = 1673.34 \text{ KN}$	$M_u = 20.62 \text{ KN. m}$
$N_s = 1221.83 \text{ KN}$	$M_s = 15.01 \text{ KN. m}$

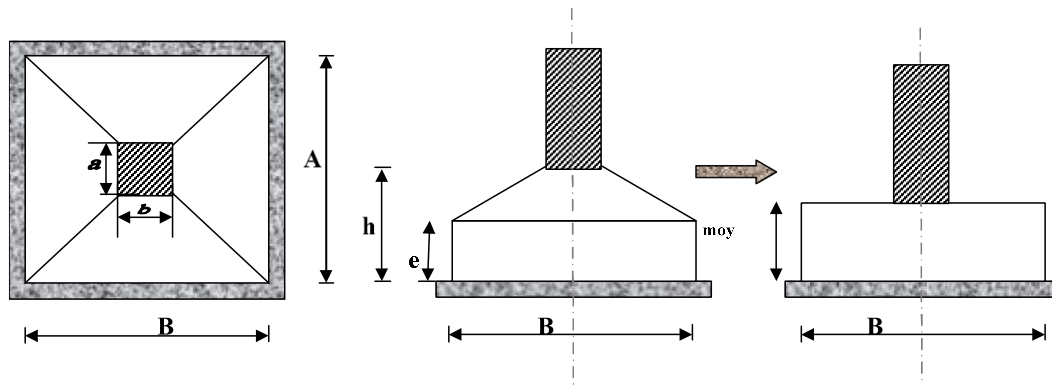


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée .

- **Dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal (ELS), à la base des poteaux qui sont en contact avec le sol.

Avec :

- σ_{sol} : capacité portante du sol ;
- B : largeur de la fondation.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{45} \Rightarrow A = B$$

Les dimensions A et B sont tel que :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1221.83 \times 10^3}{20}} = 247.16 \text{ cm}$$

On adopte : **B = 250 cm = 2.5 m.**

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.2.4.2 Vérification de la semelle filante :

a. Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{bL} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec : $N = G + Q$.

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

➤ **Sens longitudinal**

Voiles	N _s (KN)	L(m)	B(m)	S(m ²)
V _{X11}	446.03	1.8	1.23	2.21
V _{X12}	423.22	1.8	1.17	2.10
V _{X13}	429.18	1.8	1.19	2.14
V _{X14}	427.95	1.8	1.18	2.12
V _{X21}	708.86	2.9	1.22	3.53
V _{X22}	709.72	2.9	1.22	3.53
	Somme			15.63

Tableau VI.1 : Surfaces des semelles filantes sous voiles Sens longitudinal

➤ **Sens transversale**

Voiles	N _s (KN)	L(m)	B(m)	S(m ²)
V _{X11}	423.22	3.0	0.70	2.10
V _{X12}	446.03	3.0	0.74	2.22
V _{X13}	429.18	1.9	1.12	2.12
V _{X14}	427.95	1.9	1.13	2.14
	Somme			8.58

Tableau VI.2 : Surfaces des semelles filantes sous voiles Sens transversal

Surface totale des semelles filantes sous voile :

$$St = 15.63 + 8.58 = 24.21 \text{ m}^2.$$

b. Semelles filantes sous poteaux :

• **Hypothèse de calcul :**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s / S_b < 50\%$)

Avec :

S_s : La somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface total du bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	N_{Ser} (KN)	M_{Ser} (KN.m)	A=B (m)	A × B (m ²)	Poteau	N_{Ser} (KN)	M_{Ser} (KN.m)	A=B (m)	A × B (m ²)
1	672.60	-7.40	1.8	3.24	9	814.86	15.35	2.01	4.04
2	886.03	-7.05	2.1	4.41	10	736.61	11.84	1.9	3.61
3	777.64	-12.83	2.0	4.0	11	657.63	2.37	1.81	3.27
4	772.74	-12.62	1.9	3.61	12	430.88	5.01	1.46	2.13
5	871.34	-7.28	2.08	4.32	13	353.21	4.47	1.32	1.74
6	644.02	-6.99	1.79	3.20	14	1116.8	8.42	2.36	5.56
7	429.62	5.08	1.46	2.13	15	1221.8	15.01	2.47	6.10
8	656.08	2.44	1.81	3.27	16	351.38	-4.20	1.32	1.74
Surface totale		56.37 m ²							

Tableau VI.3 : Surfaces des semelles filantes sous poteaux

La somme des surfaces des semelles est :

$$S_s = 24.21 + 56.37 = 80.58 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment :

$$S_b = 21.40 \times 11.15 = 238.61 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{80.58}{238.61} = 0.34 = 34\% \leq 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

VI.2.5 Calcul de la semelle filante croisée :**VI.2.5.1 Le Pré dimensionnement :**

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit la file des poteaux les plus sollicités.

Les efforts normaux et les moments de la superstructure sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

- **Calcul la largeur de la semelle :**

$$N_S = \Sigma N_T = 1751.67 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\Sigma N_i e_i + \Sigma M_i}{R} = 0.24 \text{ m}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.24 \leq \frac{L}{6} = 1.85 \Rightarrow \text{réparation trapézoïdale}$$

$$q_{\text{moy}} = \frac{N_T}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{1751.67}{11.15} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.24}{11.15}\right) = 167.24 \text{ KN / m}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\text{moy}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{167.24}{200} = 0.84 \text{ m}$$

On prend : $B = 0.95 \text{ m}$

- **Condition minimale :**

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la

condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{11.15}{0.95} = 11.73 > 5 \dots\dots\dots \text{CV}$

- **Calcul la hauteur de la semelle :**

$$\text{Semelle rigide : } \frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$\frac{0.95 - 0.45}{4} = 0.125 \leq d \leq 0.95 - 0.45 = 0.5 \text{ m}$$

On prend : $d = 0.35 \text{ m}$

Donc : $h = d + 5 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$

- **La hauteur de la poutre de redressement :**

Est estimée à $(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6})$ de la travée maximale.

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{6} \Rightarrow \frac{5.25}{9} \leq h_p \leq \frac{5.25}{6} \Rightarrow 0.58 \leq h_p \leq 0.87$$

On prend : $h_p = 150 \text{ cm}$; $b_p = 30 \text{ cm}$

- **Conclusion :**

Les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$B = 0.95 \text{ m}$; $L = 11.15 \text{ m}$

$h = 0.40 \text{ m}$; $d = 0.35 \text{ m}$

La poutre de redressement :

$h_p = 85 \text{ cm}$; $b_p = 30 \text{ cm}$

VI.2.5.2 Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité :

Pour qu'une semelle filante soit semelle filante rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

E : module d'Young du béton ($E=3,2.10^4 \text{ MPa}$) ;

I : Moment d'inertie de la semelle filante rigide

b : largeur du panneau le plus sollicité.

Pour notre cas :

$$b = 5.25 \text{ m.}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (21,347)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 5.25}{3,14}\right)^4} = 0,63 \text{ m}$$

On prend : $h = 100 \text{ cm}$

VI.2.5.3 Ferrailage de la semelle :

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU, les sollicitations (N_u , M_u) obtenus sont résumées dans le calcul suivant :

- **Calcul des contraintes :**

La charge totale transmise par les poteaux est : $\Sigma N_T = 2783.09 \text{ KN}$

$$M_t = \sum N_i e_i + \sum M_i$$

$$\begin{aligned} \sum N_i e_i &= 392.33 \times (2.69) + 398.29 \times (-1.12) + 396.99 \times (-3.20) + 398.63 \times (3.20) \\ &\quad + 599.54 \times (5.75) + 597.31 \times (-5.75) = 627.35 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\sum M_i = 9.70 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_t = 9.70 + 627.35 = 637.05 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \cdot B} + \frac{6M_t}{L^2 \cdot B} = \frac{2783.09}{11.15 \times 0.95} + \frac{6 \times 637.05}{11.15^2 \times 0.95} = 295.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \cdot B} - \frac{6M_t}{L^2 \cdot B} = \frac{2783.09}{11.15 \times 0.95} - \frac{6 \times 637.05}{11.15^2 \times 0.95} = 230.38 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 295.10 + 230.38}{4} = 279.01 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5 \sigma_{\text{sol}} \text{ KN/m}^2$$

$$= 300 \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

- **Calcul des armatures principales :**

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B - b)}{8. d. \sigma_{st}}$$

$$N_U = N_1 + P$$

$$N_1 = \sum \frac{N_i}{L}$$

L : longueur totale de la semelle

$$N_1 = 249.60 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

Poids propre de la semelle :

$$P_p = 0.95 \times 0.4 \times 11.15 \times 25 = 105.93 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres : } (0.4 \times 1 \times 11.15 \times 25) \times 2 = 223.00 \text{ KN}$$

Donc :

$$P = 105.93 + 223.00 = 328.93 \text{ KN}$$

$$N_U = 249.6 + 328.93 = 578.53 \text{ KN}$$

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B - b)}{8. d. \sigma_{st}} = \frac{578.53 \times 10^3 (95 - 40)}{8 \times 35 \times 348} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

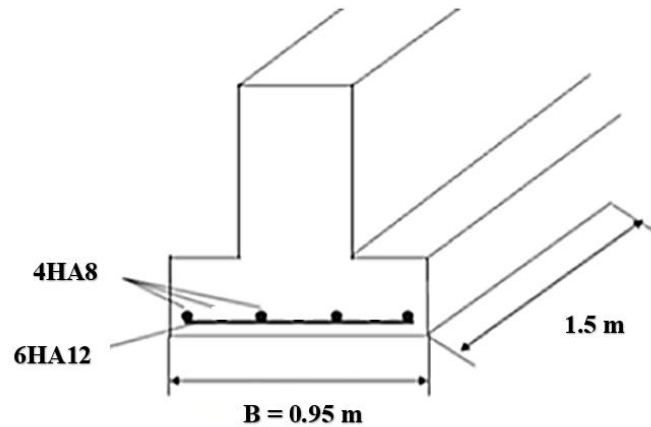


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

- **Ferrailage de la poutre de redressement :**

- **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme ROBOT, (méthode de poutres sur des charges ponctuelle).

$$B = 0.95 \text{ m} \quad ; \quad b_p = 0.30 \text{ m} \quad ; \quad h_p = 1.5 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.4 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.9 \times h = 1.35 \text{ m}$$

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{travée } M_t = 30.61 \text{ KN.m} \\ \text{appui } M_a = 45.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = T_{\max} = 47.49 \text{ KN}$$

- a. En travée :**

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$M_t = 950 \times 400 \times 14.20 \times \left(1350 - \frac{400}{2} \right) = 6205.4 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 335.07 \text{ KN.m} < M_{tu} = 6205.4 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 0.95 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0.4 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \frac{30.61 \times 10^6}{14.20 \times 300 \times 1350^2} = 0.004$$

$$\mu = 0.004 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.004 < \mu_{lim} = 0.186 \dots \dots \dots \text{pivot A}$$

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

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

$$\mu = 0.004 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.005 \\ Z = 134.73 \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times Z} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 65.28 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } A_u = 6.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 1350 \times \frac{2.1}{400} = 489.03 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq 4.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = 6.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 4.89 < 8.04 \dots \dots \dots CV$$

- **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_l \right) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \min (4.28 ; 3.0 ; 1.6)$$

$$\text{On prend : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq L/10 = 22.4 \text{ cm}$$

on adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **b. En Appui :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \frac{45.02 \times 10^6}{14.20 \times 300 \times 1350^2} = 0.006$$

$$\mu = 0.006 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.006 < \mu_{lim} = 0.186 \dots \dots \dots \text{pivot A}$$

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

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

$$\mu = 0.006 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.007 \\ Z = 134.62 \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\overline{\sigma_s} \times Z} \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 96.09 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } A_u = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 1350 \times \frac{2.1}{400} = 489.03 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq 4.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 4.89 < 12.06 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_l \right) \text{ cm} \quad \Rightarrow \varnothing_t = \min (4.28 ; 3.0 ; 1.6)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq L/10 = 22.4 \text{ cm}$$

on adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$

VI.2.6 Vérification à L'ELS :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

a. En travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{30.61}{21.94} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha_{\text{travée}} = 0.005$$

$$\text{Alors : } 0.005 \leq 0.445 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} = \overline{\sigma_{bc}}$

b. En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{45.02}{27.48} = 1.63$$

$$\alpha \leq \frac{1.63 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.565$$

$$\alpha_{\text{appui}} = 0.006$$

$$\text{Alors : } 0.006 \leq 0.565 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} = \overline{\sigma_{bc}}$

• **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau}_{\min} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{47.49 \times 10^3}{300 \times 1350} = 0.11 \text{ MPa}$$

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

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VI.2.7 Vérification au poinçonnement :

Condition de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge maximale de à l'ELU

μ_c : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante Poteau

$$N_{\max} = 1116.02 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 (b' + a') \Rightarrow \begin{cases} b' = b + h \\ a' = a + h \end{cases}$$

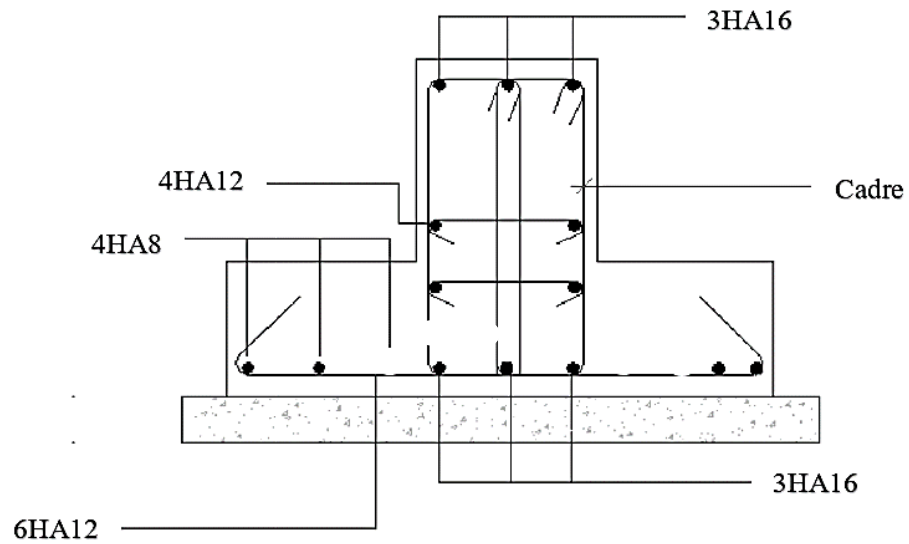
$$\mu_c = 2 (b + a + 2h) = 2 \times (0.95 + 0.3 + 2 \times 0.4) = 4.1 \text{ m}$$

$$0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.1 \times 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 1230 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1116.02 \text{ KN} < 1230 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.2.8 Schéma de ferrailage :

- En appui :



- En travée :

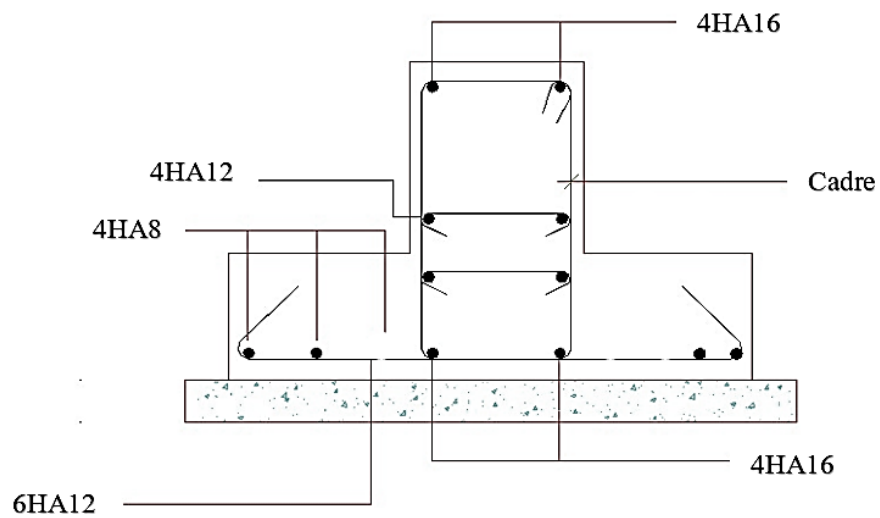


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage.

VI.2.9 L'étude des longrines :**➤ Définition :**

Une longrine est un élément de structure utilisé en génie civil et en bâtiment, généralement en béton armé, qui sert à relier entre elles des fondations isolées (comme des semelles ou des plots), ou à répartir les charges d'une structure.

➤ Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S3), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25×30) cm selon R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1).

On adopte : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

➤ Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force

« F » égale à : 20 KN

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 12$ (Zone II ; Site S3) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

➤ Ferrailage :**✓ E.L.U :**

Les armatures longitudinales sont données par :

On a : $N_u = 1559.50$ KN valeur max

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1559.50}{12} = 129.95 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{129.95 \times 1000}{348} = 3.73 \text{ cm}^2$$

• Section minimale donnée par le [2] :

$$A \geq 0.6\% \times b \times h \Rightarrow A \geq 0.006 \times 35 \times 40 \Rightarrow A \geq 8.4 \text{ cm}$$

On choisit: 8HA12 = 9.05 cm².

- **Armature transversale :**

$$\varnothing \geq \frac{\alpha}{3} = \frac{12}{3} = 0.4 \text{ mm}$$

On adopte $\varnothing = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$St \leq \min (20; 15\varnothing) \text{ cm} = (20; 15) \text{ cm}$$

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

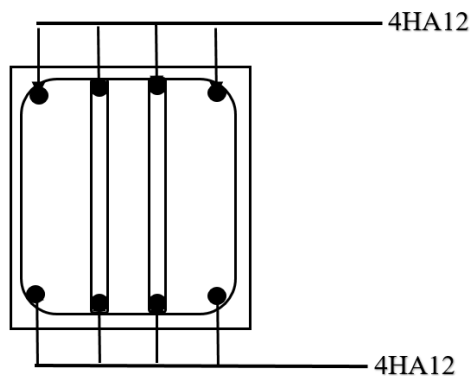


Figure VI.4 : ferrailage de longrine

VI.3 Le voile périphérique :

Le voile périphérique est un élément structural vertical en béton armé ou en maçonnerie situé en périphérie d'un bâtiment. Il joue un rôle crucial dans la stabilité de la structure et dans la clôture du bâtiment.

VI.3.1 Dimensionnement :

D'après [1] le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de $40\varnothing$ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

La hauteur de voile périphérique : $h = 1.5 \text{ m}$

Q : surcharge d'exploitation $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 40^\circ$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K'_a = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)} \text{ Avec } (\lambda = \beta = 0^\circ)$$

$$K'_a = K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2}\right) = \tan(25^\circ)$$

$$K'_a = K_a = 0.217$$

VI.3.2 Détermination des sollicitations :

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.
- La charge pondérée.

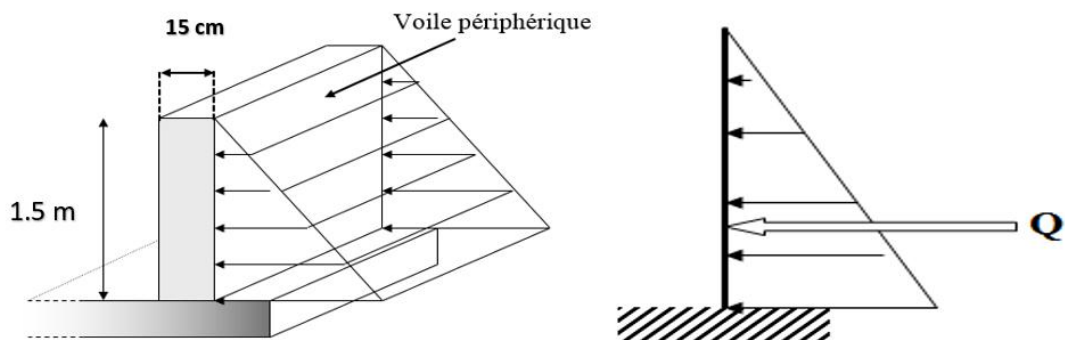


Figure VI.5 : La poussée des terres sur voile périphérique.

- **Calcul de la force de poussée :**

$$P_1 = K_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$

$$P_1 = 0.217 \times 18 \times \frac{1.5^2}{2} = 4.39 \text{ KN /ml}$$

- **Poussée supplémentaire due à la surcharge :**

$$P_2 = K'_a \times Q \times h = 0.217 \times 5 \times 1.5 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de la base $K'_a \cdot \emptyset$, et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

- **La charge pondérée :**

E.L.U :

$$Q_u = 1.35 P_1 + 1.5 P_2 = (1.35 \times 4.39) + (1.5 \times 1.62) = 8.36 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$Q_s = P_1 + P_2 = 4.39 + 1.62 = 6.01 \text{ KN/ml}$$

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \\ L_y = 5.25 \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.58 > 0.4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec } \begin{cases} \alpha = 0.58 \\ v = 0(\text{ELU}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0851 \times 8.36 \times 3.06^2 = 6.66 \text{ KN / ml} \\ M_{0y} = 0.2703 \times 6.66 = 1.80 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 5.66 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.53 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 1.53 \text{ KN} \cdot \text{m} > 1.41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Calcul du ferrailage :**

- **Sens x :**

$$M_{tx} = 5.66 \text{ KN} \cdot \text{m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5.66 \times 10^6}{14.2 \times 135^2 \times 1000} = 0.021 < 0.392$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \alpha = 0.026 ; z = 133.59 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z\sigma_{st}} = \frac{5.66 \times 10^6}{133.59 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- **Sens y :**

$$M_{ty} = 1.53 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1.53 \times 10^6}{14.2 \times 135^2 \times 1000} = 0.006 < 0.392$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \alpha = 0.008 ; z = 134.56 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{z\sigma_{st}} = \frac{1.53 \times 10^6}{134.56 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

- **Sens Ly :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0.1\%b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adp} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}8 \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Sens Lx :**

D'après le RPA 99/2003 : D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = 0.1\%b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1.5 \left(\frac{3 - 0.58}{2} \right) = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adp}} = \max\{A_{\text{t cal}} ; A_{\text{min RPA}} ; A_{\text{min BAEL}}\} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA8} \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Les vérifications :**

- a. **Vérification de l'effort tranchant :**

On a $\alpha = 0.58 > 0.4$ Donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2(1 + \frac{\alpha}{2})} = 8.36 \times \frac{3.06}{2(1 + \frac{0.58}{2})} = 9.91 \text{ KN} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 8.36 \times \frac{3.06}{3} = 8.52 \text{ KN} < 9.91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 9.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{9.91 \times 10^3}{13.5 \times 100 \times 10^2} = 0.073 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

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

- b. **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

$$\text{Avec } \begin{cases} \alpha = 0.58 \\ v = 0.2(\text{ELU}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4456 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0897 \times 6.01 \times 3.06^2 = 5.04 \text{ KN / ml} \\ M_{0y} = 0.4456 \times 5.04 = 2.25 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 4.28 \text{ KN . m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.91 \text{ KN . m} \end{cases}$$

- **Sens x :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.01 \times 100}{100 \times 13.5} = 0.14 \quad k = 58.53 \quad \beta = 0.944$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4.28 \times 10^6}{0.944 \times 135 \times 201} = 167.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e\right); 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \text{ fissuration préjudiciable}$$

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 167.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{167.08}{58.53} = 2.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Sens y :**

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{2.01 \times 100}{100 \times 13.5} = 0.14 \quad k = 58.53 \quad \beta = 0.944$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1.91 \times 10^6}{0.944 \times 135 \times 201} = 74.56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e\right); 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \text{ fissuration préjudiciable}$$

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 74.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{74.56}{58.53} = 1.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

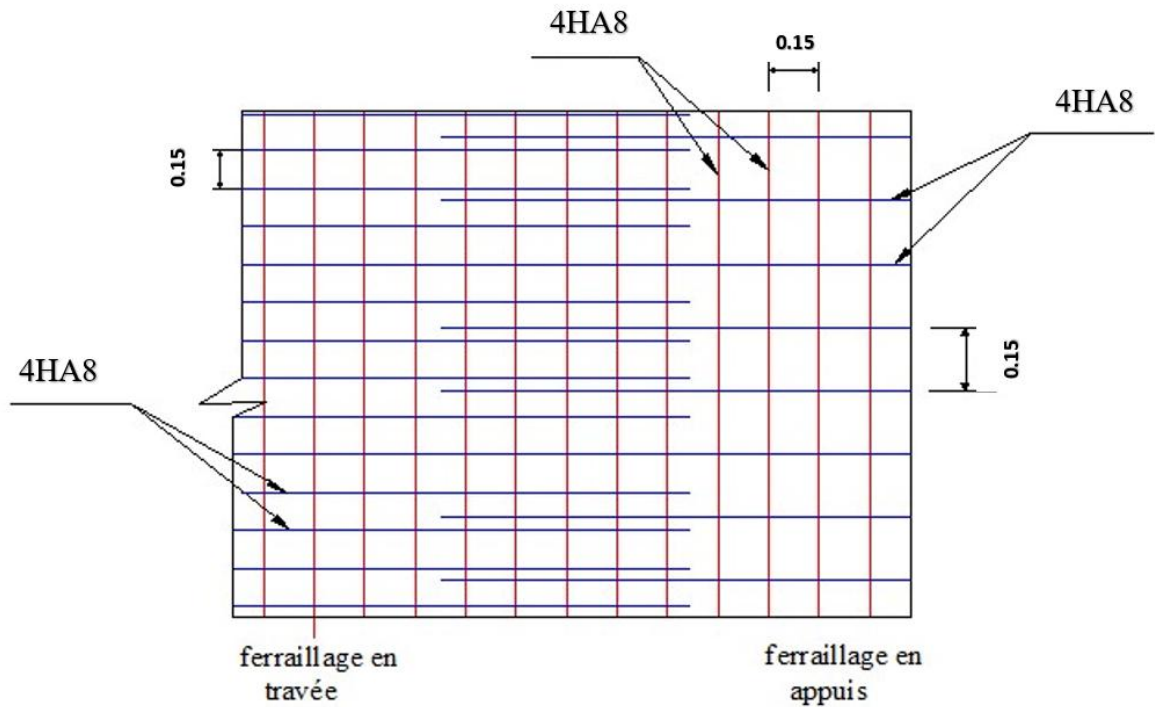


Figure VI.6 : Ferrailage du voile périphérique

VI.4 Conclusion :

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail entrepris dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée de nos études afin de concevoir et de calculer un projet de bâtiment.

Cette expérience a été très bénéfique pour nous, car elle constitue une étape de transition entre deux milieux différents (l'université et la vie professionnelle).

En outre, elle nous a également permis de se faire une idée sur les problèmes que l'on peut rencontrer dans le domaine pratique et de trouver les solutions les plus fiables tout en mettant la sécurité en premier lieu et l'économie en second.

Par ailleurs, le projet nous a permis d'assimiler des outils informatiques comme **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** et **AutoCAD** qui nous ont été d'une importance capitale pour la conception et le calcul que ce soit en statique ou en dynamique.

Il nous a aidés à comprendre d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur et nous a incités à nous documenter davantage.

De plus, nous avons constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur ne doit pas se baser uniquement sur les calculs théoriques mais aussi sur la concordance avec la pratique ; car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance.
- La durabilité.
- L'économie.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour nous et pour les promotions à venir.

Enfin, nous souhaitons que ce projet soit un point de départ pour d'autres projets dans notre avenir professionnel.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Règlements :

- Règlement parasismique algérienne **RPA99V2003**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91modifié99**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2**.

Documents :

- Cour de Béton Armé.
- Cour de Résistance Des Matériaux.
- Cour de l'étude dynamique.

Mémoires :

- **Seghier Ibrahime** : Étude d'un Bâtiment (R+9) à usage d'habitation contreventement mixte à Chlef (**Promotion : 2019/2020**).
- **Merabet Houria et Bouargoub Nadia** : Étude d'un Bâtiment à usage d'habitation (R+5) + s-sol (**Promotion : 2019/2020**).
- **Boutefnouché Imane et Zalif sarra** : Étude d'un bâtiment à usage d'habitation avec étage multiples (**Promotion : 2021/2022**).

Logiciels :

❖ AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional (Analyse des structures).
- AUTOCAD (Dessin).

❖ Microsoft Office :

- WORD 2019 (Traitement du texte).

Annexes

Annexe 1 :

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ	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	39.24	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

Annexe 2 :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\rho =$ 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	0.013	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 de calcul de la poutrelle à la flexion simple avec FPN (section en Te)

