



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE « Abbès LAGHROUR » DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Etude d'une structures multi-étages en béton armé (Selon RPA99/version 2003)

Réalisé par : - Mr. MAOU Aymen
-Mr. BELAFDEL Mourad

Membres de jury :

Mr. ALI RACHEDI Mohamed *Président (MCB)*
Mr. TOUAM Lekhmissi *Examineur (MAA)*

Dirigé par :

Mr. BOUHADRA Abdelhakim (MCA)

Présenté le : 15/07/2021

REMERCIEMENT

Avant tout, louange à "ALLAH", notre créateur et maître de l'univers, s'avoir envoyé à nous tous le prophète "Mohamed" qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Nous représentons nos sincères remerciements à notre encadreur Dr: BOUHADRA Abdelhakim qu'il nous aidé et bien dirigé pour orienter et réaliser ce travail.

Nous remercions chaleureusement nos familles respectives MAOU et BELAFDHAL pour tout l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

Ainsi nous tenons à remercier les enseignants " REFRAFI, MENASRIA, BOUTRID, MESASS, KHELFAOUI, BEDLA, REBAI, MAMEN, TOUAM, SEKKIOU et THABET" qui nous ont dirigés et conseillés durant notre formation.

Nous adressons nos remerciements chaleureusement à tous les enseignants qui nous ont enseigné au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme de licence.

En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury qui ont accepté d'examiner et juger la qualité de notre travail. Et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble. Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à réalisation de de mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je Suis redevable d'une éducation dont je suis fier ».
- A mon frère Anouar et mes sœur Loulou et Nada pour leur encouragement et tout la famille Maou.
- A mon Binôme : BELAFDEL Mourad.
- A mes amis : Bouzidi Anis, et tous mes amis pour leur amitié, leur soutien inconditionnel et leur encouragement.
- A notre encadreur : Dr. BOUHADRA Abdelhakim qui a fait tout son possible pour nous aider beaucoup pour ses précieux conseils.
- J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

MAOU Aymen

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- Je remercie mes très chers parents Salah et Hadria, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je Suis redevable d'une éducation dont je suis fier ». Mes sœur Rabab et Samiha et Wissam pour leur encouragement et tout la famille BELAFDEL.
- A mon Binôme : MAOU Aymen.
- A mes amis : Wadjih et Sifou, et tous mes amis pour leur amitié, leur soutien inconditionnel et leur encouragement.
- A notre encadreur : Dr. BOUHADRA Abdelhakim qui a fait tout son possible pour nous aider beaucoup pour ses précieux conseils.
- J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

BELAFDEL Mourad

Résumé

Le but de ce travail est l'étude statique et dynamique d'une structure multi-étages en béton armé tenant compte les recommandations du nouveau règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003), cette dernière sera implantée à la wilaya de Sétif, classé en zone IIa selon ce règlement.

La stabilité de l'ouvrage est assurée un système mixte portique-voile. L'étude et l'analyse dynamique de la structure en question a été effectuée en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014.

Les dimensions et le ferrailage des éléments principaux et secondaires sont déterminés conformément aux règlements parasismique algérien RPA 99 version 2003 et aux code de calcul BAEL 91 mod 99 et CBA 93.

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure fait également partie de notre étude.

- **Les mots clés :** Système mixte, analyse dynamique, RSAP 2014, RPA 99 V2003, BAEL91 mod 99, CBA 93.

Abstract

The aim of this work is the static and dynamic study of a multi-storey reinforced concrete structure taking into account the recommendations of the new Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003); this structure will be located in the wilaya of Sétif, classified in zone IIa according to this regulation.

The stability of the structure is ensured by a mixed gantry Crane-Wall system. The study and dynamic analysis of the structure in question was performed using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 software.

The dimensions and the reinforcement of the main and secondary elements are determined in accordance with the Algerian earthquake regulations RPA 99 version 2003 and the calculation code BAEL 91 modify 99 and CBA 93.

Finally, the study of the elements of the infrastructure is also part of our study.

- **Key Words:** Mixed system, dynamic analysis, RSAP 2014, RPA 99 V2003, BAEL91 mod 99, CBA 93.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة ثابتة وديناميكية لهيكل خرساني مسلح متعدد الطوابق مع مراعاة توصيات لائحة الزلازل الجزائرية الجديدة (**RPA 99** إصدار 2003)، وستكون الأخيرة في ولاية سطيف، المصنفة في المنطقة **Ila** وفقًا لهذه اللائحة.

يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال نظام جسري-شراع مختلط. تم إجراء الدراسة والتحليل الديناميكي للهيكل المعني باستخدام برنامج **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**.

يتم تحديد أبعاد وتقوية العناصر الرئيسية والثانوية وفقًا للوائح الزلازل الجزائرية **RPA 99** إصدار 2003 وكود الحساب **BAEL 91 mod 99** و **CBA 93**. أخيرًا، تعد دراسة عناصر البنية التحتية أيضًا جزءًا من دراستنا.

- الكلمات المفتاحية: نظام مختلط، تحليل ديناميكي، **RSAP 2014**، **RPA 99 V2003**، **BAEL91 mod 99**، **CBA 93**.

Liste des notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{\max} , A_{\min} : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

Liste des notations

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Cd : coefficient dynamique.

Kt : coefficient de terrain.

Z0 : paramètre de rugosité.

Zmin : hauteur minimale.

Ce : coefficient d'exposition au vent.

Cr : est le coefficient de rugosité.

Cpe,10 : coefficient de pression intérieur des toitures plates.

Cpe,1 : coefficient de pression intérieur des toitures plates.

Cpi : coefficient de pression intérieur.

Cp : coefficient de pression de vent.

W : Pression nette exercée sur l'élément

qj : la pression due au vent.

R : force résultante

Fw : la résultante des forces horizontales

Fu : une force de soulèvement.

Liste des notations

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Ct : coefficient de topographie

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

Liste des notations

W : poids

Minuscules grecques :

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

ε : Coefficient (calcul de Cd)

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

Liste des tableaux

Tab-II.1 : Tableaux récapitulatifs.....	19
TabIII-1.1 : Charge permanent du plancher terrasse.....	30
TabIII-1.2 : Charge permanent du dalle pleine.....	31
TabIII-1.3 : Charge permanent du plancher étage courant.....	31
TabIII-2.1 : Charge permanent du mur extérieur.....	33
TabIII-2.2 : Charge permanent du mur intérieur.....	33
TabIII-3.1 : Charge permanent du palier de RDC.....	34
TabIII-3.2 : Charge permanent du paillasse de RDC.....	34
TabIII-3.3 : Charge permanent du palier de l'entree.....	35
TabIII-3.4 : Charge permanent du paillasse de l'entree.....	35
TabIII-3.5 : Charge permanent du palier de l'étage courant.....	36
TabIII-3.6 : Charge permanent du paillasse de l'étage courant.....	36
TabIII-4 : Charge permanent du balcon.....	36
TabIII-5.1 : Charge permanent du poteau central.....	42
TabIII-5.2 : charge permanent du poteau de rive.....	46
TabIII-5.3 : charge d'exploitation du poteau centrale.....	47
TabIII-5.4 : charge d'exploitation du poteau de rive.....	48
TabIV-1.1 : Valeurs des sollicitations à l'E.L.U (calcul des dalles).....	62
Tab IV-1.2 : Valeurs des sollicitations à l'E.L.U (calcul des dalles).....	67
Tab IV-1.3 : Différentes sollicitations de la poutrelle à deux travée (ELU).....	68
Tab IV-1.4 : Différentes sollicitations de la poutrelle à deux travées (ELU).....	68
Tab IV-1.5 : différentes sollicitations de la poutrelle à deux travées (ELS).....	68
Tab IV-1.6 : différentes sollicitations de la poutrelle à deux travées (ELS).....	69
Tab IV-2.1 : Tableau de récapitulatif	76
Tab IV-3.1 : Calcul des sollicitations a L'ELU et L'ELS escalier étage courant.....	97
Tab IV-3.2 : Calcul des sollicitations a L'ELU et L'ELS escalier RDC.....	98
Tab VI-4.1 : Résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière. A l'ELS.....	107
Tab IV-4.2 : Résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière. A l'ELU.....	107
Tab V-1 : Les valeurs des pénalités. (RPA).....	119
Tab V-2 : Participation des masses modales.....	120
Tab V-3 : Valeurs des modes.....	122
Tab V-4 : Centres des masses et de rigidités.....	123
Tab V-5 : Valeurs des déformations calculées et admissibles [cm].....	125
Tab V-6 : Valeurs des déformations calculées et admissibles [cm].....	126

Liste des tableaux

Tab V-7 : Vérification à l'effet P- Δ sens (x-x) et (y-y).....	127
TabVI-1 : Sollicitations des poteaux (35×40).....	138
TabVI-2 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (35×40).....	145
TabVI-3 : Vérification des contraintes des poteaux (35×40).....	145
TabVI-4 : Sollicitations des poutres.....	149
TabVI-5 : Récapitulatif de vérification.....	152
TabVI-6 : Les barres choisies pour les poutres.....	154
TabVI-7 : Récapitulatif de vérification à ELS.....	154
TabVI-8 : Récapitulatif de vérification.....	157
TabVI-9 : Les barres choisies pour les poutres.....	159
TabVI-10 : Récapitulatif de vérification à ELS.....	159
TabVI-11 : Sollicitations max de calcul des voiles dans les deux sens à l'ELU.....	165
TabVI-12 : Sollicitations max de calcul des voiles dans les deux sens à l'ELS.....	165
TabVII-1 : L'effort interne à la base du poteau de rive.....	174
TabVII-2 : S de la semelle filant sous voile sens x-x.....	178
TabVII-3 : Sollicitations de la semelle filant sous voile sens y-y.....	180

Liste des figures

FigI-1 : Diagramme Contrainte-déformation du béton.....	10
FigI-2 : Diagramme parabole rectangle du beton.....	13
FigI-3 : Diagramme Contrainte-déformation d'acier.....	13
Fig-II-1 : Dimensions de nervure.....	18
Fig II-2 : Dimension de corps creux.....	19
Fig II-3 : Poutre Principale (40x40).....	20
FigII-4 : Coffrage des poteaux.....	23
FigII-5 : Coupe d'une volée d'escalier.....	25
FigII-6 : Coupe d'escalier de RDC.....	26
FigII-7 : Coupe d'escalier de l'entree.....	26
FigII-8 : Coupe d'escalier de l'étage courant.....	27
FigIII-1 : Plancher terrasse.....	30
FigIII-2 :Plancher d'étage.....	31
FigIII-3 : Diagramme des forces interne.....	32
FigIII-4 . Composants de mur.....	33
FigIII-5 : Dimensions d'acrotère.....	37
FigIII-6 : Croquis des niveaux.....	38
Fig III- 7 : Dimension du poteau central.....	39
FigIII-8 : Dimension du poteau de rive.....	42
FigIII-9 : La dégression des charges.....	47
Fig IV-1.1 : Diagramme des sollicitations à l'E L U.....	63
Fig IV-1.2 : Diagramme des sollicitations à l'E L S.....	67
FigIV-1.3 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	74
Fig IV-2.1 : Schéma statique 1.....	75
FigIV-2.3 : Coupe 1-1 Ferrailage d'acrotère.....	79
Fig IV-3.1 : Schéma du balcon de Séjour.....	80
FigIV-3.2 : Schéma de ferrailage du balcon de Séjour.....	83
Fig IV-3.3 : Schéma du balcon de Séchoir.....	84
Fig IV-3.4 : Schéma de ferrailage du balcon de séchoir.....	87
FigIV-4.1 : Présentation de l'escalier.....	88
Fig IV-4.2 : Schéma statique de l'escalier type de étage courant.....	89
FigIV-4.3 : Schéma des charges équivalents a ELU d'escalier type étage courant.....	90
FigIV-4.4 : Schéma des charges équivalents a ELU d'escalier type étage courant.....	91

Liste des figures

FigIV-4.5: section de béton armé en travée.....	91
FigIV-4.6: section de béton armé en travée.....	93
FigIV-4.7: section schéma de ferrailage de l'escalier type étage courant.....	96
FigIV-4.8: Schéma statique de l'escalier type de RDC.....	97
FigIV-4.9 : Schéma des charges équivalents a ELU d'escalier type RDC.....	98
FigIV-4.10 : Schéma des charges équivalents a ELU d'escalier type RDC.....	99
FigIV-4.11: section de béton armé en travée.....	99
FigIV-4.12: section de béton armé en travée.....	101
figIV-4.13 : schéma de ferrailage de l'escalier type RDC.....	104
FigIV-4.14: La poutre palière.....	105
Fig IV-4.15: Ferrailage de la poutre palière.....	112
Fig V -1 : Disposition des murs voiles.....	128
Fig V -2 : Présentation la structure.....	129
FigV-3 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts niveau terrasse X-Y...	130
FigV-4 : 2 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts niveau terrasse X-Y...	131
FigV-5 : 3 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts niveau terrasse X-Y...	132
Fig VI- 1 : Ferrailage des poteaux (35×40).....	147
Fig VI-2.1 : Ferrailage de poutre principale.....	160
Fig VI-2.2 : Ferrailage de poutre secondaire.....	161
Fig VI- 3.1 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.....	167
Fig VI-3.2: Schéma de ferrailage des voiles.....	170
Fig VII-1 : Semelle isolé.....	173
Fig VII-2 : Schéma équivalent d'une semelle isolée.....	175
Fig VII-3 : Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	177
Fig VII-4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.....	183
Fig VII-5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.....	183
Fig VII-6: Schéma de Ferrailage des longrines.....	186

REMERCIEMENT.....	I
DEDICACE 1.....	II
DEDICACE 2.....	III
RESUME.....	IV
ABSTRACT.....	V
ملخص.....	VI
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	IX
INTRODUCTION GENERALE	
I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	
I.1 Introduction.....	4
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	5
I.3 Description architecturale.....	5
I.4 Règlements et normes utilisées.....	5
I.5 Hypothèses de calcul.....	5
I.6 Caractéristiques des matériaux.....	6
I.7 Diagramme.....	13
I.8 Principes et Justifications.....	16
II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
II.1 Introduction.....	18
II.2 Les planchers.....	18
II.2.1 Planche à corps creux.....	18
II.3 Les poutres.....	20
II.3.1 Poutre principale.....	20
II.3.2 Critère de rigidité.....	20
II.3.3 Conditions du R.P.A 99.....	21
II.3.4 Les Poutres secondaires.....	21
II.4 Les poteaux.....	21
II.4.1 Vérification Pour le Poteau.....	22
II.5 les balcons.....	24
II.6 Les Escaliers.....	25

II.6.1	Escalier de RDC.....	26
II.6.2	Escalier de l'entré.....	26
II.6.3	Escalier des étages courants.....	27
II.6.4	Poutre palière.....	27
II.7	Conclusion.....	28
III. DESCENTE DE CHARGES		
III.1	Introduction.....	30
III.2	Les planchers.....	30
III.2.1	Plancher terrasse (non accessible).....	30
III.2.2	Dalle pleine.....	31
III.2.3	Plancher étage courant.....	31
III.3	Acrotère.....	32
III.4	La maçonnerie.....	33
III.4.1	Mur extérieur (double cloisons).....	33
III.4.2	Mur intérieur (cloisons).....	33
III.5	L'escalier.....	34
III.5.1	l'escalier de RDC.....	34
III.5.2	L'escalier de l'entré.....	35
III.5.3	L'escalier de l'étage courant.....	36
III.6	Balcons.....	36
III.7	Acrotère.....	37
III.8	Descente des charges sur les poteaux.....	38
III.9	Les charges permanentes.....	39
III.10	Charges d'exploitation.....	46
III.11	Vérification pour la poteau.....	49
III.12	Conclusion.....	52
IV. FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES		
IV.1	Calcul des planchers.....	54
IV.1.1	Définition.....	54
IV.1.2	Méthode de calcul.....	54
IV.1.3	Calcul des sollicitations.....	59

Table des matières

IV.1.4	Les tableaux des résultats.....	68
IV.1.5	Calcul du ferrailage des planchers.....	69
IV.1.6	Dessin du ferrailage des planchers.....	74
IV.2	Acrotère.....	75
IV.2.1	Combinaison de charge.....	75
IV.2.2	Déterminer les armatures longitudinales.....	76
IV.3	Les Balcons.....	80
IV.3.1	Définition.....	80
IV.3.2	Balcon de séjour.....	80
IV.3.2.1	Calcul des sollicitations.....	80
IV.3.2.2	Justification à l'ELS.....	82
IV.3.2.3	Schéma de ferrailage.....	83
IV.3.3	Balcon de Séchoir.....	84
IV.3.3.1	Calcul des sollicitations.....	84
IV.3.3.2	Justification à l'ELS.....	85
IV.3.3.3	Schéma de ferrailage.....	87
IV.4	Les escaliers.....	88
IV.4.1	Définition.....	88
IV.4.2	L'escalier d'étage courant.....	89
IV.4.3	L'escalier de RDC.....	96
IV.4.4	Poutre palière.....	105
IV.4.4.1	Prédimensionnement.....	105
IV.4.4.2	Calcul des sollicitations.....	106
IV.4.4.3	Calcul des armatures longitudinales (flexion simple).....	107
IV.4.4.4	Calcul à la torsion.....	110
IV.4.4.5	Schéma de ferrailage.....	112
V. ETUDE SISMIQUE		
V.1	Introduction.....	114
V.2	Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	114
V.2.1	Méthode statique équivalente.....	115
V.2.2	Méthode d'analyse modale spectrale.....	115

Table des matières

V.2.3	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	115
V.3	Choix de la méthode de calcul.....	115
V.4	Modélisation de la structure: (RPA page 44).....	116
V.5	Présentation du logiciel Robot 2014.....	117
V.5.1	facteur d'amplification dynamique moyen.....	117
V.5.2	Calcul de l'action sismique.....	118
V.5.2.1	Coefficient d'accélération de zone.....	118
V.5.2.2	Coefficient de comportement R.....	118
V.5.2.3	Facteur de qualité Q.....	118
V.5.3	Méthode dynamique modale spectrale.....	121
V.5.3.1	Spectre de réponse de calcul.....	121
V.5.3.2	Résultats trouvées par logiciel Robot 2014.....	122
V.5.3.3	Les modes.....	122
V.5.3.4	Centre de masse et centre de torsion.....	123
V.5.3.5	Vérification par la méthode dynamique spectrale.....	123
V.6	Vérification diverses.....	124
V.6.1	Vérifications du coefficient de participation de masse.....	124
V.6.2	Vérification effort tranchant à la base.....	124
V.6.3	Vérification de l'excentricité.....	124
V.6.4	Vérification des déplacements.....	125
V.6.5	Vérification à la stabilité au renversement.....	126
V.6.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	127
V.6.7	Vérifications du système de CV.....	127
V.6.8	Vérifications spécifique pour les poteaux.....	127
V.6.9	Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale.....	128
V.7	Conclusion.....	133
VI. FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPALES		
VI.1	Les poteaux.....	135
VI.1.1	Introduction.....	135
VI.1.2	Aspect réglementaire.....	135
VI.1.3	Les sollicitations.....	138

VI.1.4 Exemple de calcul.....	139
VI.1.5 Schéma de ferrailage.....	147
VI.2 Etude des poutres.....	148
VI.2.1 Recommandation du RPA99/2003.....	148
VI.2.2 Sollicitations de calculs.....	149
VI.2.3 Poutre Principale.....	150
VI.2.3.1 Exemple de calcul.....	150
VI.2.4 Poutre secondaire.....	155
VI.2.4.1 Exemple de calcul.....	155
VI.2.5 Schéma de ferrailage structure (Terrasse & Etage).....	160
VI.2.5.1 Poutres Principales.....	160
VI.2.5.2 Poutres secondaires.....	161
VI.3 Les voiles.....	162
VI.3.1 Introduction.....	162
VI.3.2 Recommandation du RPA99/2003.....	163
VI.3.3 Les sollicitations.....	164
VI.3.4 Système voile.....	165
VI.3.5 Exemple de calcul d'un voile plein (20cm).....	165
VI.3.5.1 Détermination des sollicitations.....	165
VI.3.6 Schéma de ferrailage.....	170
VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VII.1 Introduction.....	172
VII.2 Système portique.....	172
VII.3 Le choix de type de fondation.....	172
VII.4 Calcul des semelles.....	173
VII.4.1 Calcul de la semelle isolée.....	173
VII.4.1.1 Vérification du non poinçonnement de la semelle.....	176
VII.4.1.2 Schéma de ferrailage.....	177
VII.5 Calcul de la semelle filante sous voile.....	178
VII.5.1 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm(X-X).....	178
VII.5.2 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm (sens y-y).....	180

Table des matières

VII.5.3 Schéma de ferrailage.....	183
VII.6 Les longrines.....	184
VII.6.1 Introduction.....	184
VII.6.2 Prédimensionnement: R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88].....	184
VII.6.3 Sollicitations.....	184
VII.6.4 Ferrailage de longrines.....	184
VII.6.4.1 A l'état limite ultime.....	184
VII.6.4.2 Etat limite de service.....	185
VII.6.5 Résultats.....	185
VII.6.6 Schéma de ferrailage.....	186

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

PLANS

Introduction général

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage et du système de contreventement.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les tremblements de terre, ...etc.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure. Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 pour l'estimation des charges revenant à chaque élément. Les efforts affectant les éléments de la structure, sont utilisés ainsi pour ferrailage de ces derniers suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL 91** et le **RPA99/version 2003**.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier une structure multi-étages en béton armé selon les recommandations du règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**), cet immeuble est implanté dans une région classée en **Zone IIa (wilaya de Sétif)**, de moyen sismicité selon ce règlement.

Pour mener à terme ce travail nous avons structuré le manuscrit de ce mémoire en 07 chapitres :

Le 1^{er} chapitre concerne la présentation générale du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés. Le prédimensionnement des éléments de la structure est présenté dans le 2^{ème} chapitre suivi d'un troisième chapitre qui contient et la descente de charge et le prédimensionnement des poteaux. Le 4^{ème} chapitre est réservé aux calcul du ferrailage des

éléments secondaires. L'étude dynamique a été abordée au 5^{ème} chapitre pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Le ferrailage des éléments principaux à savoir les poutres, les poteaux et les voiles est présenté dans le 6^{ème} chapitre. Et enfin un dernier chapitre réservé à la détermination du type de fondation utilisé ainsi que le calcul du ferrailage correspondant pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE

L'OUVRAGE ET

CARACTERISTIQUES

DES MATERIAUX

I. Introduction:

Dans la conception du génie civil, on dispose que chaque zone sismique est déférente dans ses caractéristiques respectivement on parle du tremblement des terres, alors qu'on applique des lois, règles et normes internationaux pour l'évaluation d'une construction à cause des déférentes caractéristique d'une structure à une autre.

Donc, pour l'étude d'une rigidité désirable pour notre construction et avant toutes réalisations dans notre projet, on besoin de considérer les charges extérieures soit horizontaux ou verticaux et ses effets sur notre construction respectant obligeamment la résistance des éléments porteurs sur ces efforts appliquant généralement une règle nationale dite la règle parasismique algérienne dont RPA.

II. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet est d'étudier un ouvrage d'habitation dite Rez de chaussée et 5 étages (R+5), avec un système de contreventement à l'utilisation du béton armé ; Cet ouvrage est implanté dans la Wilaya de Sétif dont elle se comporte dans la zone sismique IIa de moyenne sismicité selon la règle parasismique algérienne dite (RPA 99 Version 2003).

III. Description architecturale :

Les dimensions de notre ouvrage sont résumées comme suit :

- Largeur en plan : 08,95 m
- Longueur en plan : 20,06 m
- Hauteur total du bâtiment : 19,38 m
- Hauteur de RDC : 04,08 m
- Hauteur d'étage courant : 03,06 m
- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier.
- Les cloisons et les murs sont en briques creuses.

- Un part de terrasse accessible et inaccessible avec un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm.

IV. Règlements et normes utilisées :

- La règle parasismique algérienne dite RPA99 version 2003.
- DTR B.C.2.2 charges et surcharges.
- La règle BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

V. Hypothèses de calcul :

1. A l'état limite ultime E.L.U :

- Toute section plane avant déformation reste plane déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le diagramme contrainte-déformation du béton peuvent être utilisé dans tous les cas sera le diagramme parabole-rectangle. Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme rectangulaire simplifiée.

2. A l'état limite de service :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (pas de glissement entre l'acier et le béton).
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier seront considérés comme des matériaux linéaires élastiques (respectivement appliquant la loi de Hooke).
- On ne tient pas compte du fluage de béton et du retrait.
- On suppose concentré on leur centre de gravité un ensemble de plusieurs barres.

VI. Caractéristiques des matériaux :

Notre projet est un ouvrage à usage d'habitation, utilisant le béton armé comme un matériel principal considérons selon BAEL91 que le béton et l'acier se complétant l'un à l'autre aux résistances à la compression et à la traction dont on peut dire que le béton armé est un mélange de deux matériaux : un est hétérogène dite béton et un autre homogène connue comme l'acier.

VI.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. Béton :

C'est un mélange des agrégats (gravillon, sable), liant hydraulique (ciment) et d'eau, utilisant un béton courant, en souhaitant le dosage des matériaux principale utilisé comme suivant :

- Dosage en ciment (350kg/m³ CPJ 45 pour superstructure ,370 kg/m³ HTS)
- Sable 400l /m³ (poids : $G_s = \gamma_s V_s = 1.6 * 400$; alors $G_S = 640 \text{Kg/m}^3$)
- Gravier 800 l/m³ (poids : $G_G = \gamma_G V_G = 1.5 * 800 = 1200 \text{Kg/m}^3$)
- Eau : 175 l/m³

Remarque :

La masse volumique du béton est variée entre 2400 Kg/m³ et 2500 Kg/m³

A) Résistance à la compression :

La résistance à la compression est déterminée selon BAEL99 (A.2.1 ,11) puis une section cylindrique est sollicitée à un effort axial dite de compression comme celui :

Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{Mpa}$:

- $f_{cj} = (j / (4.76 + 0.83j)) * f_{c28}$ si $j > 60 \text{jours}$
- $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ si $j \geq 60 \text{jours}$

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

- $f_{cj} = (j / (1.4 + 0.85j)) f_{c28}$ si $j < 28 \text{jours}$

- $f_{cj} = f_{c28}$ si $j \geq 28$ jours
- $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

B) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie

Par la relation suivante d'après BAEL99 (A.1.2, 12) :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ si $f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$
- $f_{tj} = 0,275 \cdot (f_{cj})^{2/3}$ si $f_{cj} > 60 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

C) Déformation longitudinal du béton (A.2.1,2) :

Est la résultante d'un essai de compression simple a pour l'obtention d'un diagramme contrainte déformation, Pour des charges d'une durée d'application $> 24\text{h}$, le module de déformation instantanée à j jours.

- E_{ij} : La formule de module de déformation longitudinale instantanée du béton (A.2.1, 21).
- $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$; $E_{i28} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32160 \text{ MPa}$.

Pour des charges d'une durée d'application $< 24\text{h}$, le module de déformation différée à j jours

E_{vj} : Le module de déformation différée à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 22).

- $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$; $E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10820 \text{ MPa}$.

D) Module d'élasticité E :

C'est le rapport entre les contraintes appliquées σ et la déformation relative $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$, Ce

module n'est définissable que, dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

E) Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a} \text{ déformation transversale}}{\frac{\Delta L}{L} \text{ déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations E.L.U.

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations E.L.S.

F) Module de déformation transversale

Sa valeur est donnée par la formule suivante: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

G) Coefficient de dilatation thermique

Ce coefficient peut varier de 0,8 à $1,2 \cdot 10^{-5}$ selon la composition du béton et la nature du granulat.

H) Les états limites :

États limites ultimes E.L.U :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entraîne la ruine de la construction. Cette état se connaitre par ses trois états (ELU d'équilibre statique de l'ouvrage, ELU de résistance, ELU de stabilité de forme.

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Les états correspondant à la limite sont

- L'équilibre stable
- La résistance de l'un de ses éléments
- La stabilité de forme

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa: action accidentales} \end{array} \right\}$$

$\gamma_b = 0.85$ = coefficient réducteur Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible : = $\min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : = $\min (0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa})$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors :

$$\bar{\tau}_\mu = \min (0.27f_{c28}/\gamma_b ; 7 \text{ MPa})$$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_\mu$$

Avec V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

Etat limite de service E.L.S :

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y est ruine.

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut

l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est: Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

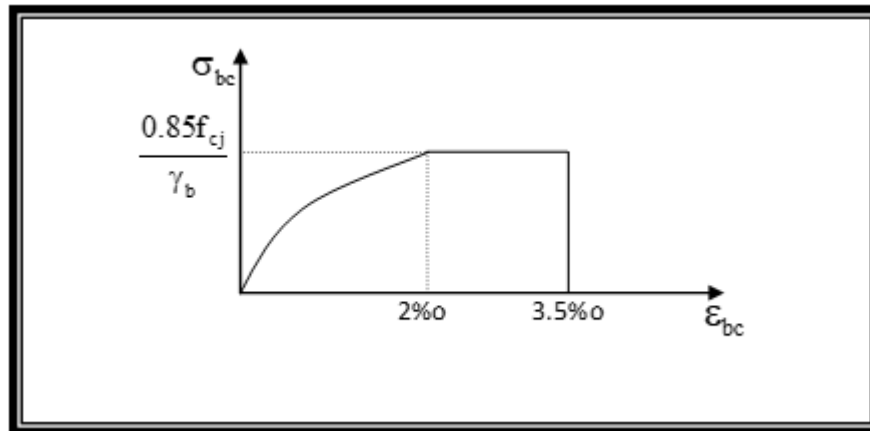


Fig. -I.1 : Diagramme Contrainte-déformation du béton

en appliquant une sollicitation de compression sur une éprouvette en béton, on note à l'ELU de résistance un diagramme s'explique la variation de la déformation $\epsilon = \Delta L/L$ par la contrainte $\sigma = F/S$, ; Dont en peut conclure avec le suit diagramme :

$f_{bu} = 0,85.f_{cj}/(\gamma_b)$ est la résistance en compression pour le calcul à l'ELU avec :

Déformations différée :

Retrait :

C'est le phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne. Il se produit d'autant plus lentement que la pièce est très grande (dimensions importantes) et que l'humidité ambiante est plus élevée.

Dont, Un élément de béton comprimé admet dès l'application de la charge une déformation instantanée.

Mais au cours du temps, cette déformation va continuer à croître du fait du fluage (déformation dans le temps, sous charge constante) et sera même trois fois plus importante que la déformation Instantanée.

Fluage :

Lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs:

- Composition du béton
- Géométrie de la pièce
- Conditions atmosphériques
- L'âge du béton lors de l'application de la charge.

2. L'acier :

A).Définition : C'est un alliage entre le Fer et une faible pourcentage de Carbone ;

Principalement l'acier est un matériau de construction cumulatif au béton essentiellement avec son bonne résistance à la traction qu'en compression.

.Classement d'acier : Acier naturel feE24 caractérisée par:

- La limite élastique:235 MPa
- La contrainte de rupture: 410 à 490 MPa
- L'allongement est de l'ordre: 1.175%

Acier naturel feE22 caractérisée par:

- La limite élastique: 215MPa
- La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa
- L'allongement est de l'ordre: 1.075%

a)Acier de haute adhérence HA:

C'est un acier de type 1 de nuance feE40 caractérisée par:

- La limite élastique: 400MPa
- La contrainte de rupture: 480MPa
- L'allongement est de l'ordre: 1%

b) Treillis soudés :

On trouve en rouleaux si (5mm) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller 75, 100, 125, 150, 200, 250,300

B) Les caractéristiques mécaniques des aciers :

Les caractéristiques mécaniques servant de base aux calculs des éléments de béton armé sont:

- La limite élastique garantie notée f_e : Fe E 400 pour $f_e = 400$ Mpa Suivant les types d'acier, cette limite peut être respectivement apparente (acier doux, naturellement durs)
- Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à $E_s = 200.000$ Mpa

VI.2. Diagramme :

Le diagramme contrainte déformation de l'acier ; Comme pour le béton, il faut distinguer le diagramme contrainte-déformation conventionnel de calcul à l'ELU qui sera utilisé pour le dimensionnement des éléments de béton armé, comme suit tel que :

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{d'où} \quad \varepsilon_s = \sigma_s / E_s \text{ soit pour la limite } \varepsilon_L$$

$$\varepsilon_L = [f_e / \gamma_s] / E_s \text{ d'où pour } f_e = 400 \text{MPa} \text{ donc: } \varepsilon_L = [400 / 1,15] / 200000 = 1.73 \cdot 10^{-3}$$

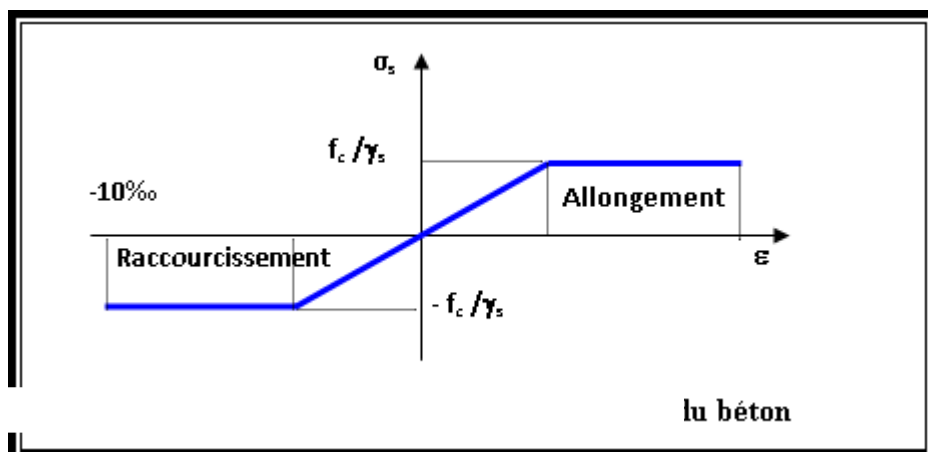


Fig. -I.2 : Diagramme parabolique rectangle du beton

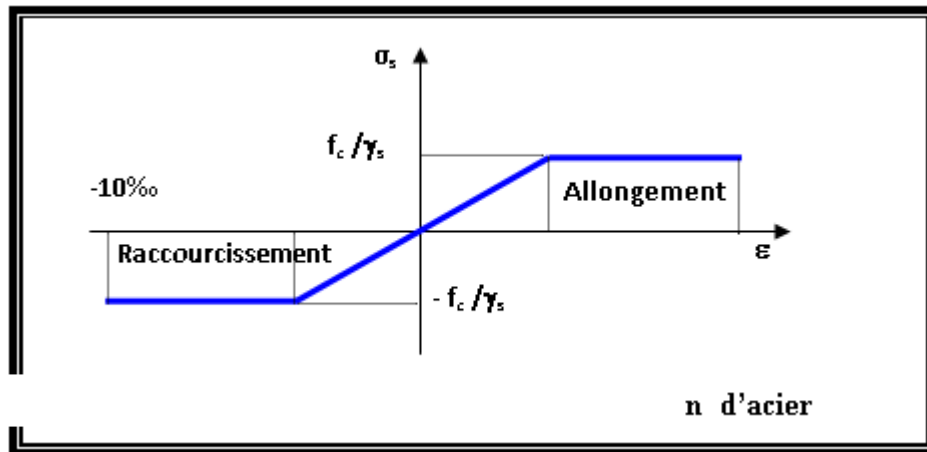


Fig. -I.3 : Diagramme Contrainte-déformation d'acier

c) Actions et Sollicitations :

Les Actions (BAEL91 (art. A.3.1)) :

Les actions sont les forces et dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

On distingue en ce moment :

- Les actions permanentes, notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable selon le temps .au varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite
- Les action variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- Les actions accidentelles, notées FA, provenant de phénomène rares, tels que séisme ou chocs.

Sollicitation :

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et Efforts tranchants-résultat des actions.

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (A.3.3,2) :

Les sollicitations ont considéré résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

- Combinaison fondamentale (A.3.3 ,21):

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

$\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général

$\gamma_{Q1} = 1,35$ dans les cas particuliers (température ... etc)

- Combinaisons accidentelle (A.3.3 ,22):

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques

Les combinaisons ont considéré sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_1$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum \Psi_{2i} \cdot Q_i$ = valeur permanente d'une autre action variable

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (A.3.3,3) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

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

G_{\max} = l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} = l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_1 = une action variable dite de base

Q_i = une action variable d'accompagnement ($i > 1$)

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (A .3.1, 31).

D) Vérifications :

Vérification de l'équilibre statique (A.3.3,4) :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

Vérifications de la stabilité de forme (A.3.3, 5) :

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justifications à présenter sont

Précisées a j'article du règlement B.A.E.L91.

VI.3. Principes et Justifications :

Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, a leurs valeurs nominales.
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considères.

CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

II. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape très importante, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance et de la stabilité de l'ouvrage. Pour déterminer les dimensions préliminaires, en respectant la règle **BAEL91** et la règle parasismique algérienne **RPA /VERSION 2003**.

II.1. Les planchers

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs.

II.1.1. Planche à corps creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

❖ Condition de la flèche : selon BAEL 91 (art B.6.8, 424)

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (L= 465 cm) .

$$h_t = 465 / 22,5 = 20,66 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 20 \text{ cm}$ { 16 cm : L'épaisseur de corps creux ;
4cm : dalle de compression }

❖ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :
selon BAEL91

$$0,3h_t < b_0 < 0,4 h_t \qquad h_t = 20 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 20 < b_0 < 0,4 \times 20 \quad \Rightarrow \quad 6 < b_0 < 8$$

On a min $b_0 = 10 \text{ cm}$ Donc : $b_0 = 10 \text{ cm}$

L'hourdis choisi est normalisé de hauteur 20cm et
de longueur 55cm.

$$b_1 = \min \{ L_n / 2 = 55 / 2 = 27,5 ; L / 10 = 465 / 10 = 46,31 \} \Rightarrow b_1 = 27,5$$

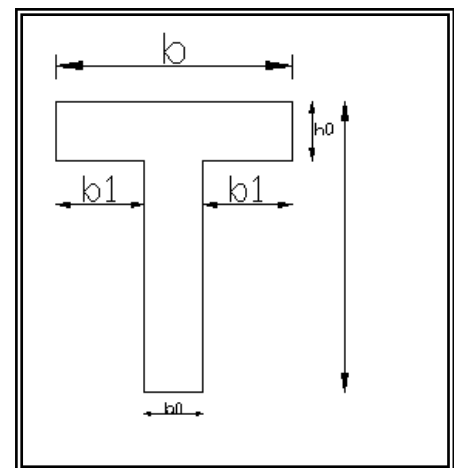


Fig. II.1. Dimensions de nervure

L_n : la distance entre nus de deux nervures

L : la longueur de la nervure

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65\text{cm}$$

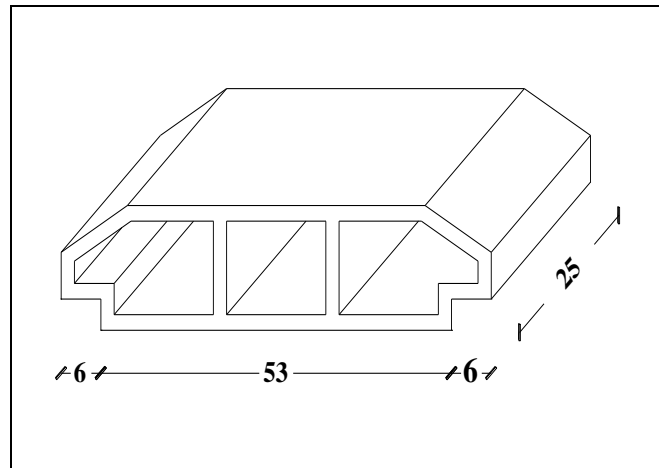


Fig. II.2: Dimension de corps creux.

Tableaux récapitulatif:

Epaisseur de la dalle de compression	4cm
Epaisseur de l'entrevous	20cm
La largeur b_0 des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	55cm
Entraxe des nervures	65cm

Tab-II.1 : tableaux récapitulatif

II.2. Les poutres :

Les poutres principales ce sont des éléments horizontaux en béton armé, elles se transmettent les charges aux poteaux.

Le pré-dimensionnement de la section transversale est donné comme suit :

II.2.1. Poutre principale : (porteuses) :

Les poutres sont dimensionnées par le critère de rigidité :

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

L : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

Selon les règles 'R.P.A 99' les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

* $h/b < 4$

II.2.2. Critère de rigidité : « BAEL91 »

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

Avec : $L_{\max} = 4,65 \text{ m}$

h : hauteur de la poutre.

Soit : $30 \text{ cm} \leq h \leq 46.5 \text{ cm}$

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

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ Avec :

b : largeur de la poutre.

Soit : $22 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm}$

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

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, alors on prend les dimensions de poutre principales $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

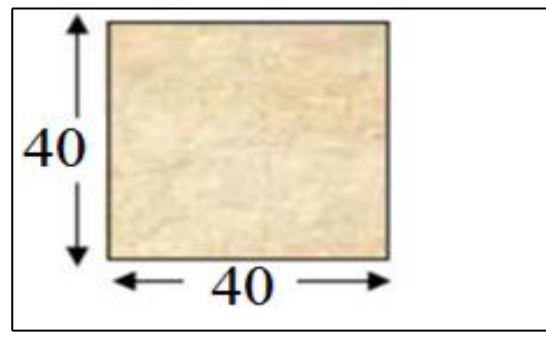


Figure II-3 - Poutre Principale (40x40)

II.2.3. Conditions du R.P.A 99

$$b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

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

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots CV$$

II.2.4. Les Poutres secondaires :

✓ Condition de la portée (BAEL 91) :

$$h = (1/15 ; 1/10) L_{\max} \qquad L_{\max}=455 \text{ cm}$$

$$h = (1/15 ; 1/10) 455 = (30,3 ; 45)$$

Donc : $h = 40 \text{ cm}$

$$b = (0,3 ; 0,4) h \Rightarrow b = (12 ; 16)$$

Donc : $b = 35 \text{ cm}$

✓ Condition de RPA :

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

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

$$h/b < 4 \Rightarrow 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots CV$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on dimensionne la poutre secondaire (35× 40) cm².

II.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs assure un contreventement planche poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharge verticales.

Les dimensions de poteau doivent satisfait aux trois conditions suivantes :

- Respecter les critères de résistance.
- Vérifier les conditions de RPA 99.
- Vérifier les conditions de flambement

La pré-dimensionnement des poteaux est donné comme suit :

II.3.1. Vérification Pour le Poteau :

A) Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

La majoration de 10 % des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins aux poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées

$$N_u^* = 1,1 N_u = 872,84$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq 0,6 f_{c28} \text{ Avec } B : \text{Section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{0,6 f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{872,84 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,058 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } B = 0,4 \times 0,35 = 0,14 \text{ m}^2.$$

$$B = 0,14 > 0,058 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

B) Vérification au flambement :

D'après le (CBA93) on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : section réduite du poteau (en cm²).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} 0,6 \times \left(\frac{50}{\gamma}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \gamma < 70 \\ \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\gamma}{35}\right)^2} & \text{Si : } \gamma \leq 50 \end{cases}$$

On calcul l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Hauteur de flambement = 0,7 L₀.

b : la petite dimension de la section de la poutre.

l_0 : Hauteur de poteaux entre niveau (d'étage).

$$l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

$$I : \text{rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie : } I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

- $l_f = 0,7 \times 2,66 = 1,86 \text{ m}$

- $B = 0,4 \times 0,35 = 0,14 \text{ m}^2$
- $I = 0,0018 \text{ m}^4$
- $i = \sqrt{\frac{0,0018}{0,14}} = 0,113$
- $\lambda = \frac{1,86}{0,113} = 16,46 < 50$
 $\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{Y}{35}\right)^2} = 0,84$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$Br \geq \frac{793,493}{0,84 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,042 \text{ m}^2$$

$$Br = (b - 2) \times (h - 2) = (35 - 2) \times (40 - 2) = 0,1254 \text{ m}^2$$

- $0,1254 > 0,044$

Donc le poteau ne risque pas de flamber

✓ Selon RPA :(zone I)

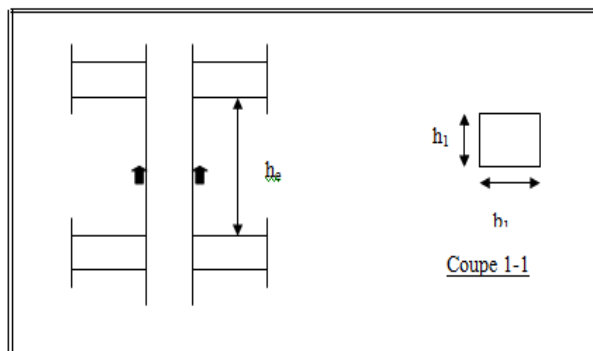


Fig. II.4 : coffrage des poteaux.

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 35 ; 40 < 25 \dots\dots\dots \text{CV}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 35 ; 40 > 15,25 \dots\dots\dots \text{CV}$
 - $h_e = h - h_1 = 306 - 35$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 0,87 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

La condition de BAEL et RPA sont vérifiées .on prend les dimensions des poteaux sont $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.4.les consols :

✓ balcon de séjour

$$h = (1/15 ; 1/10) L_{\max}$$

$$L_{\max} = 0.97 \text{ m}$$

$$h = (6,46 ; 9.7) \Rightarrow h = 12 \text{ cm}$$

✓ balcon de sechoir

$$h = (1/15 ; 1/10) L_{\max}$$

$$L_{\max} = 0.77 \text{ m}$$

$$h = (5,13 ; 7,7) \Rightarrow h = 12 \text{ cm}$$

II.5. Les Escaliers :

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

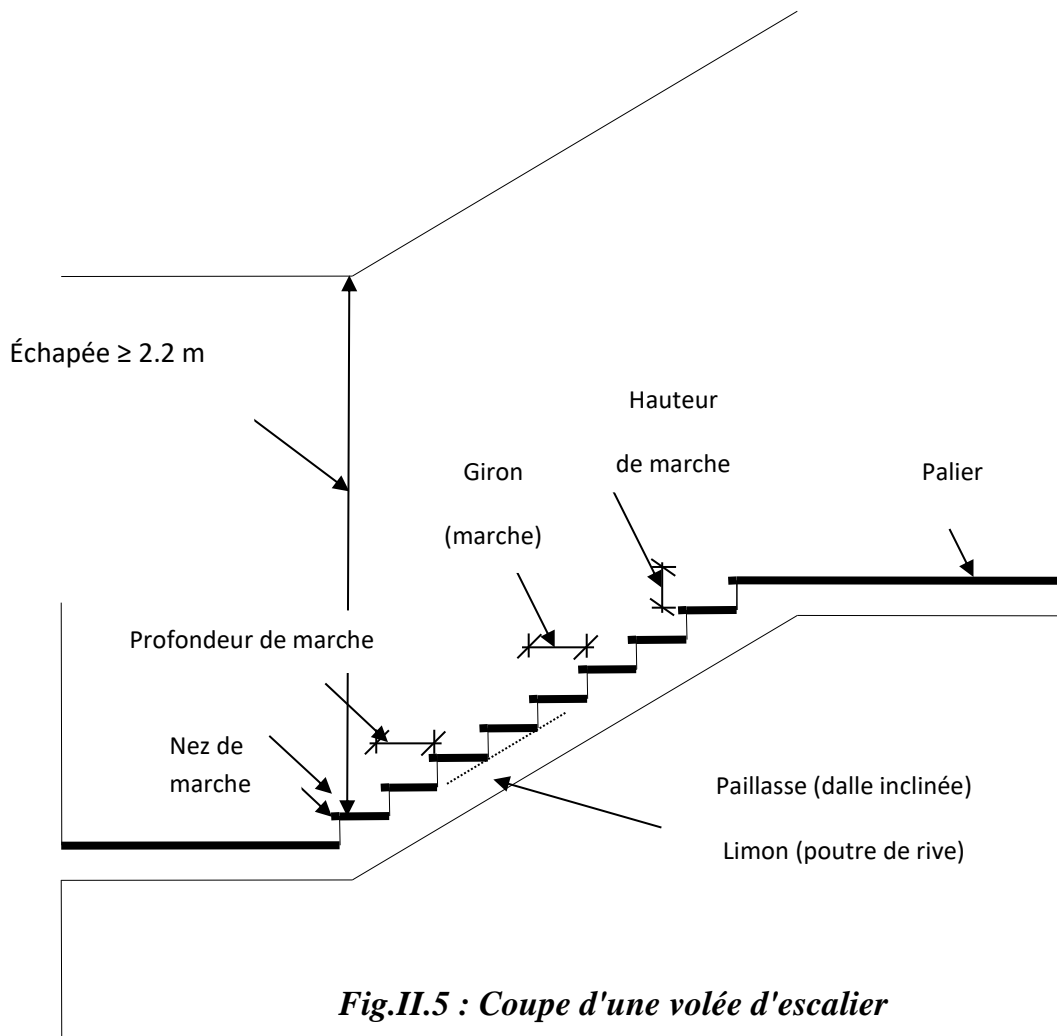


Fig.II.5 : Coupe d'une volée d'escalier

Pour les dimensions des marches et contre-marche on utilise généralement la formule

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 22\text{cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$$

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

Vérification de formule de BLONDEL :

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

Pour notre projet on adopte $g = 30\text{cm}$ et $h = 17\text{cm}$.

II.5.1. Escalier de RDC :

Il est constitué d'un seul volé :

- La hauteur du volé : $H = 1,02\text{m}$
- Nombre de marches :
 $N = H/h = 102/17$
 $\Rightarrow N = 6\text{marches}$

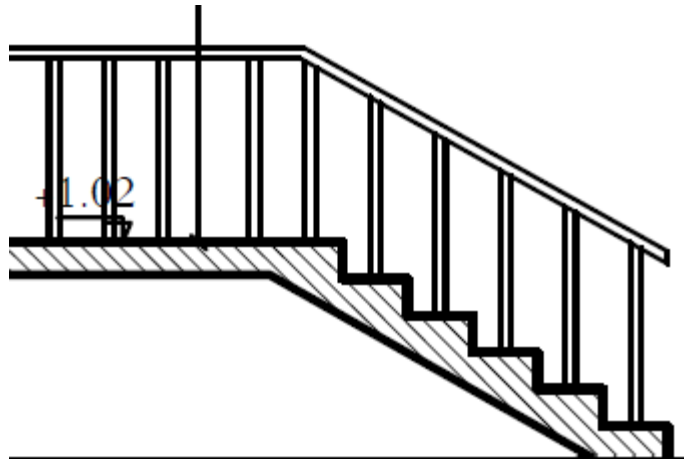


Fig. II.6 : coupe d'escalier de RDC

- La longueur de volé : $L = g(N-1) = 30(6-1) = 1,5\text{ m}$
- La longueur du paillasse : $P = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow P = \sqrt{1,02^2 + 1,5^2}$
 $\Rightarrow P = 1,81\text{m}$

L'épaisseur de notre escalier est : $\frac{P}{30} \leq e \leq \frac{P}{20} \Rightarrow 6 \leq e \leq 9$

On adopte $e = 10\text{cm}$

Pour des raisons constructives on prend $e = 15\text{cm}$

$$\text{Tg } \alpha = H/L = 102/150 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

II.5.2. Escalier de l'entrée :

Il est constitué de deux volés, on calcul la grande volé

- La hauteur du volé : $H=1,87\text{m}$
- Nombre de marches :
 $N=H/h=1.87/17$
 $\Rightarrow N = 11 \text{ marches}$

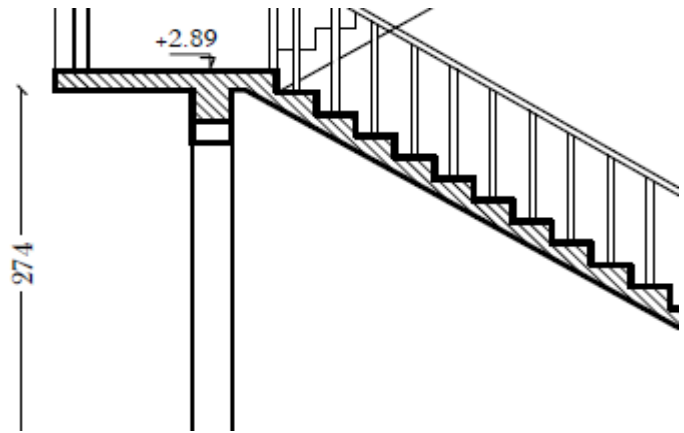


Fig. II.7 : coupe d'escalier de l'entré

- La longueur de volé : $L= g (N-1)=30 (11-1)= 3,00 \text{ m}$
- La longueur du paillasse : $P= \sqrt{(L^2+H^2)} \Rightarrow P = \sqrt{(1,87^2+ 3.00^2)}$
 $\Rightarrow P=3,53\text{m}$

L'épaisseur de notre escalier est : $\frac{P}{30} \leq e \leq \frac{P}{20} \Rightarrow 11 \leq e \leq 17$

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

$\text{Tg } \alpha = H/L = 187/300 \rightarrow \alpha= 31.93^\circ$

II.5.3. Escalier des étages courants :

Il est constitué d'un seul volé :

- La hauteur du volé : $H=1,53\text{m}$
- Nombre de marches :
 $N=H/h=1,53/17 \Rightarrow N=9$
marches

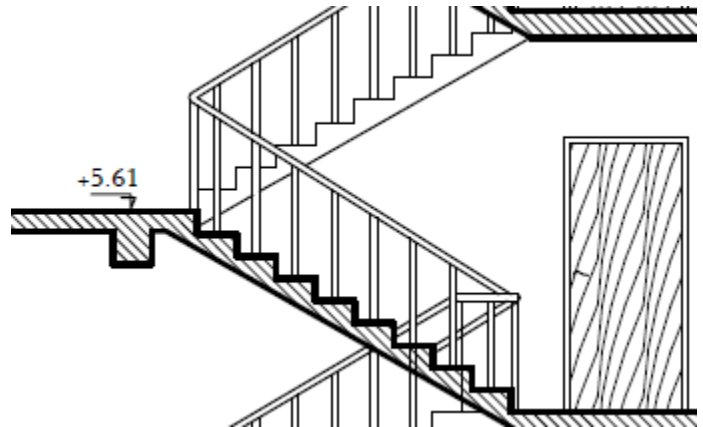


Fig. II.8 : coupe d'escalier de l'etage courant

- La longueur de volé : $L= g (N-1)=30 (9-1)= 2.40 \text{ m}$
- La longueur du paillasse : $P= \sqrt{(L^2+H^2)} \Rightarrow P = \sqrt{(2,40^2+ 1,53^2)} \Rightarrow P=2,84\text{m}$

L'épaisseur de notre escalier est : $\frac{P}{30} \leq e \leq \frac{P}{20} \Rightarrow 9,46 \leq e \leq 14,2$

On adopte $e=10\text{cm}$

$$\text{Tg } \alpha = H / L = 153/240 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

II.5.4. Poutre palière :

Le suivant est sa pré-dimensionnement :

✓ A partir de BAEL91 :

$$L = 330\text{cm}$$

$$h = (1/15 ; 1/10) L \Rightarrow h = (22 ; 34)$$

$$\text{Donc : } h = 30\text{cm}$$

$$b = (0.3h ; 0.4h) \Rightarrow b = (9 ; 12)$$

$$\text{Donc : } b = 30\text{cm}$$

✓ A partir de RPA :

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

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

$$h/b = 1\text{cm} < 4 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, les dimensions de cette poutre est (30×30) cm^2 .

II.6. Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisés dans les prochains chapitres comme le calcul de ferrailage des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre est une liaison entre la conception de la structure et son analyse.

CHAPITRE III

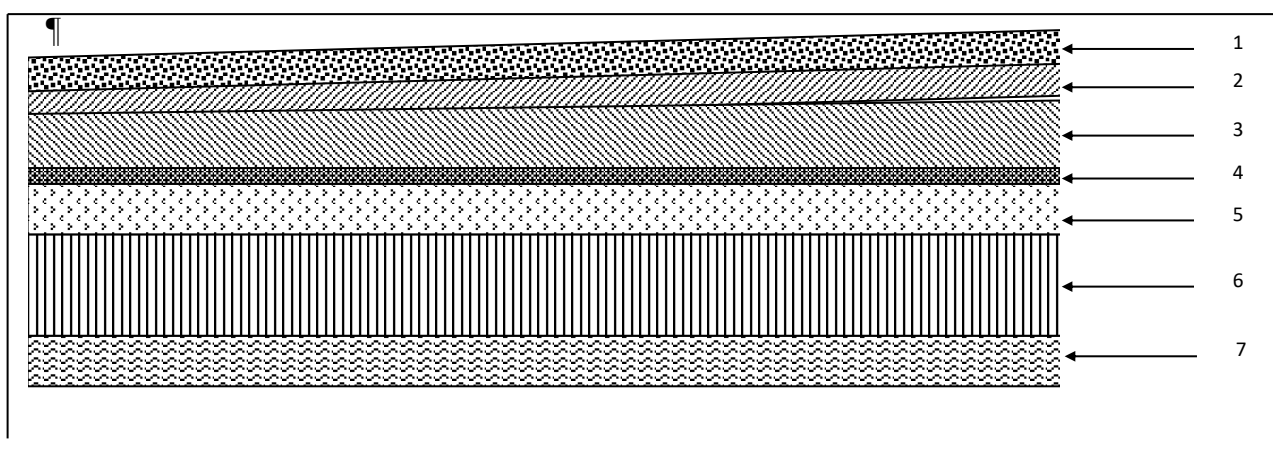
DESCENTE DE CHARGES

III. Introduction :

La descente de charge est le principe de la distribution des charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Les charges réglementaires sont en générale :

- Les charges permanentes **G** qui présentent le point mort.
- Les charges d'exploitation **Q** ou surcharges.

EVALIATION DE CHARGE :**III.1 Les planchers****III.1.1 Plancher terrasse (non accessible)****Fig.III.1:** plancher terrasse.

La charge permanente : d'après DTRBC 2.2 :

N°	Désignation	e(m)	γ (N/m ³)	Charge (N /m ²)
1	Protection en gravillon	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
3	Forme de pente (1%)	0.07	20000	1400
4	Feuille polygame	-	-	10
5	Isolation thermique en liège	0.04	4000	160
6	Planche corps creux	0.2	14000	2800
7	Enduit de plâtre	0.02		100

tabIII-1.1 : charge permanent du plancher terrasse

Charge permanent $G= 5590\text{N/m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q=1000\text{N/m}^2$.

III.1.2 Dalle pleine :

N°	Désignation	e(m)	γ (N/m ³)	Charge (N /m ²)
1	Poids propre	0.16	25000	4000
2	Carrelage	0.02	22000	440
3	Mortier de pose	0.02	20000	400
4	Lit de sable	0.02	17000	340
5	Enduit en ciment	0.02	20000	400

tabIII-1.2 : charge permanent de la dalle pleine

Charge permanent $G=5580\text{N/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=1500\text{N/m}^2$

III.1.3 Plancher étage courant

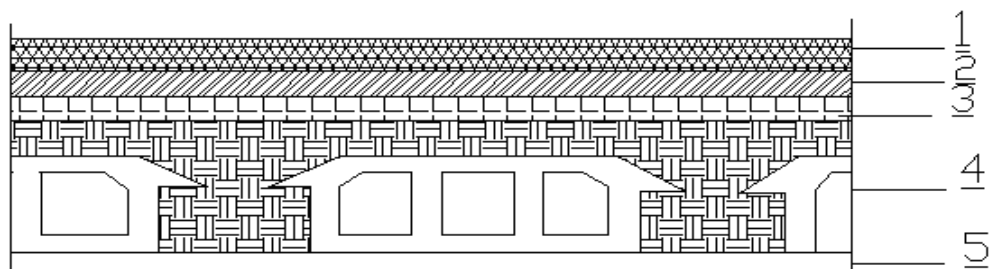


Fig.III.2.Plancher d'étage

Charge permanente : d'après DTRBC2.2

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N /m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lite de sable	0.02	18000	360
4	Dalle en corps creux	0.16+0.04	14000	2800
5	Enduit de plâtre	0.02	-	100
6	Cloisons	-	-	1000

TabIII-1.3 : charge permanent du plancher étage courant

Charge permanente : $G=5100\text{ N/m}^2$.

Charge D'exploitation: $Q=1500\text{ N/m}^2$.

III.2 Acrotère :

L'acrotère, c'est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration d'eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "G" appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre.

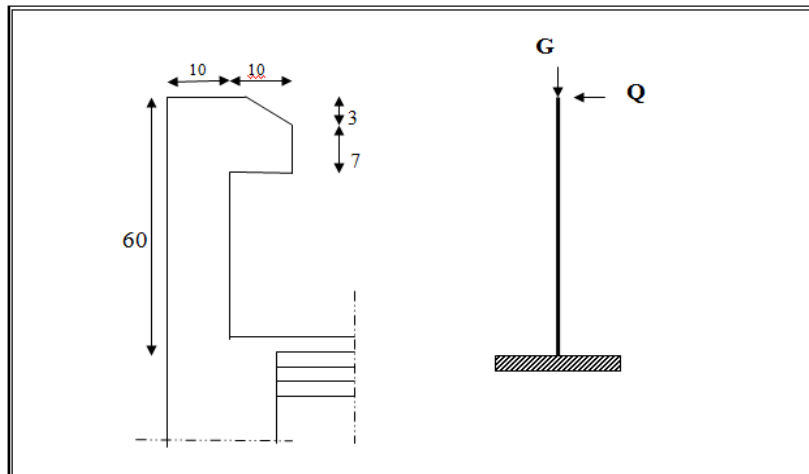


Fig.III.3 : Diagramme des forces interne.

Surface:

$$S_T = S_1 + S_2 = (0.1 \times 0.6 + [0.07 + 0.1] \times 0.1 / 2) = 0.0685$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

Surcharge : D'après DTRB 2.2

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

III.3 La maçonnerie :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse.

Murs extérieurs: chaque mur contient trois composantes: [cloisons en brique creuse de 15 cm d'épaisseur ; une âme d'air 5cm d'épaisseur; cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur].

Murs intérieurs: de séparation de 10 cm d'épaisseur.

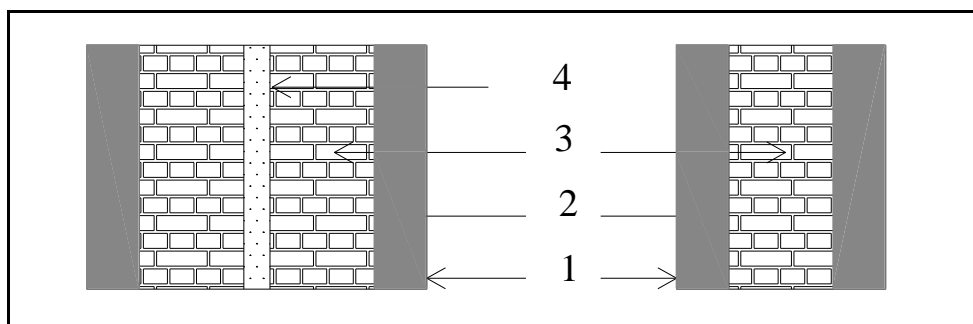


Fig.III.4. composants de mur.

III.3.1 Mur extérieur (double cloisons) :

Composant	e (m)	γ (N /m ³)	γ (N /m ²)
Enduite externe	0.02	20000	400
Enduite interne	0.015	13000	195
Brique creuse	0.15	-	1300
Brique creuse	0.10	-	900

TabIII-2.1 : charge permanente du mur extérieur

Charge permanente: $G= 2795 \text{ N/m}^2$

Avec 30% de ouverture = $3245 \times 0.7 = 1956.6 \text{ N/m}^2$

III.3.2 Mur intérieur (cloisons) :

Composant	e (m)	γ (N /m ³)	Charge (N /m ²)
Enduite externe	0.015	13000	195
Enduite interne	0.015	13000	195
Brique creuse	0.10	-	1300

TabIII-2.2 : charge permanente du mur intérieur

Charge permanent $G = 1690 \text{ N/m}^2$

III.4 L'escalier :**III.4.1 l'escalier de RDC**

➤ Palier :

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Revêtement	0.015	20000	300
Dalle en BA	0.15	25000	3750
Garde corps en métal	-	-	100

TabIII-3.1 : charge permanent du palier de RDC

➤ Paillasse :

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Revêtement	0.015/Cos(34.21)	20000	363
Dalle en BA	0.15/ Cos (34.21)	25000	4539.95
Gond carys métal	-	-	100
Les marches	0.17/2	22000	1870

TabIII-3.2 : charge permanent du paillasse de RDC

Charge permanent de paillasse $G = 7712.95 \text{ N/m}^2$

Charge permanente palier $G=4990\text{N/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=2500\text{N /m}^2$

III.4.2 L'escalier de l'entré :

➤ Palier

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Carrelage	0.2	22000	440
Mortier de pose	0.2	20000	400
Revetement	0.015	20000	300
Dalle en BA	0.15	25000	3750
Garde corps en metal	-	-	100

TabIII-3.3 : charge permanent du palier de l'entré

➤ Palliasse :

Composant	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Revêtements	0.015/Cos(31.93)	20000	340
Dalle en BA	0.15/Cos(31.93)	25000	4422.16
Gond carys métal	-	-	100
Les marches	0.17/2	22000	1870

TabIII-3.4 : charger permanent du paillasse de l'entre**Charge permanent de paillasse $G = 7572.16 \text{ N/m}^2$** **Charge permanente palier $G=4990\text{N/m}^2$** **Charge d'exploitation $Q=2500\text{N/m}^2$**

III.4.3 L'escalier de l'étage courant :**➤ Palier**

Composant	e (m)	γ (N /m ³)	Charge (N /m ²)
Carrelage	0.2	22000	440
Mortier de pose	0.2	20000	400
Revetement	0.015	20000	300
Dalle en BA	0.15	25000	3750
Garde corps en metal	-	-	100

TabIII-3.5 : charge permanent du palier de l'étage courant**➤ Paillasse :**

Composant	e (m)	γ (N /m ³)	Charge (N /m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Revetement	0.015/Cos(32.51)	20000	355.87
Dalle en BA	0.15/Cos(32.51)	25000	4448..39
Gond carys métal	-	-	100
Les marche	0.17/2	22000	1870

TabIII-3.6 : charge permanent du paillasse de l'étage courant

Charge permanent de paillasse G = 7614.26 N/m²

Charge permanente palier G=4990N/m²

Charge d'exploitation Q=2500N /m²

III.5 Balcon

Composant	e (m)	γ (N /m ³)	Charge (N /m ²)
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Lite de sable	0.02	18000	360
Dalle en BA	0.12	25000	3000
Enduit ciment	0.02	-	180

TabIII-4 : charge permanent du balcon

Charge permanent $G=4380\text{N/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=3500\text{N/m}^2$

III.6 Acrotère :

Elle se compte comme un consol encasté à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal dû à son poids propre G.
- La surface horizontale due à la main courante

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur :

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

Surcharge:

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

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

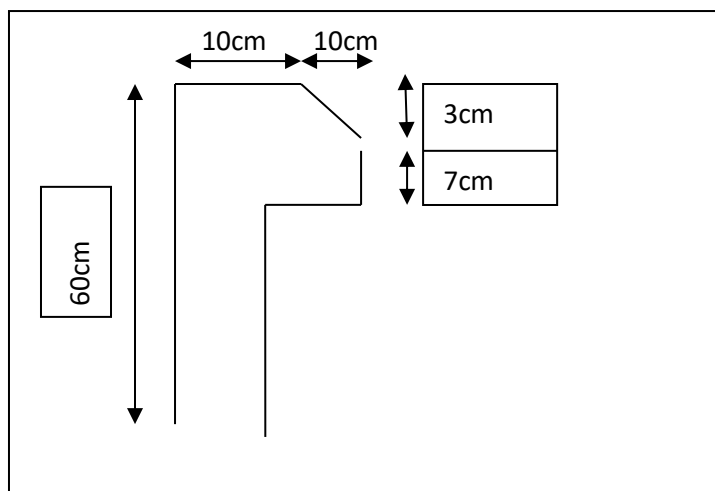


Fig.III.5 : Dimensions d'acrotère.

III.7 Descente des charges sur les poteaux :**Loi de dégradation de charge: DTR B.C.2.2**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées suivantes :

- Pour la toiture du terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$: ($0,8Q$ pour le supérieur)
- Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

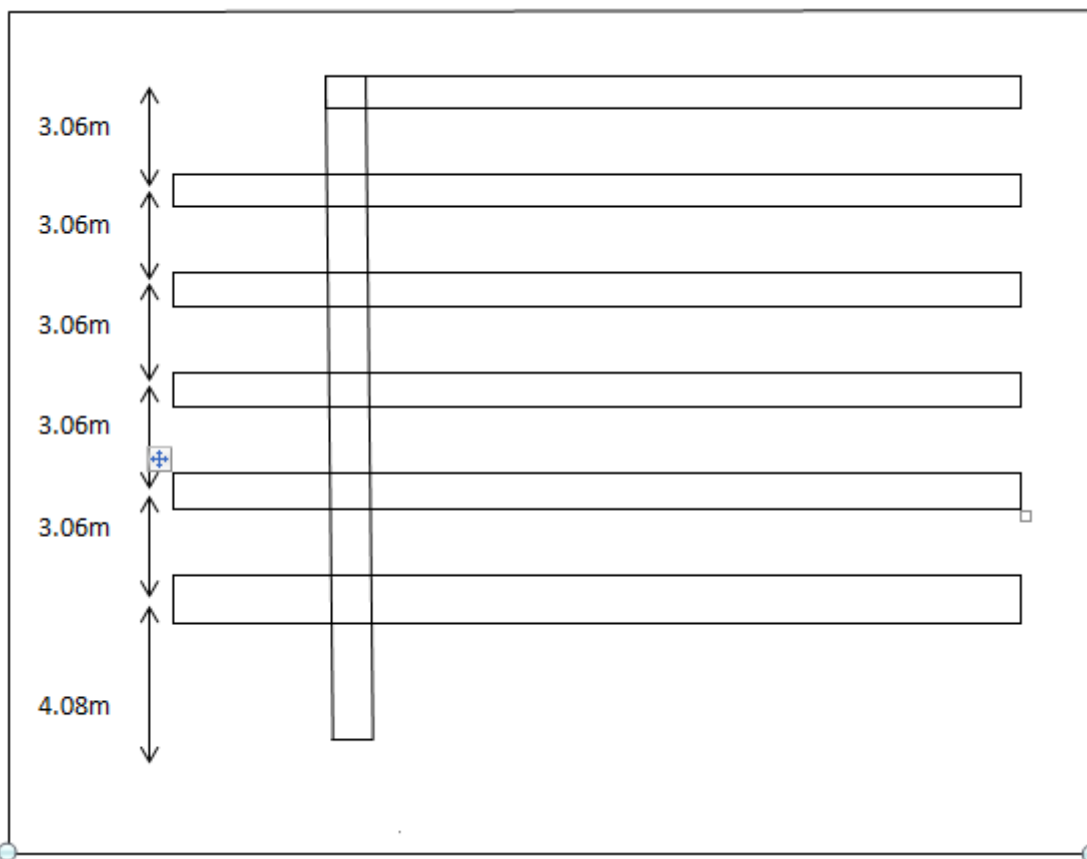


Fig.III.6 : Croquis des niveaux

III.7.1 Les charges permanentes :

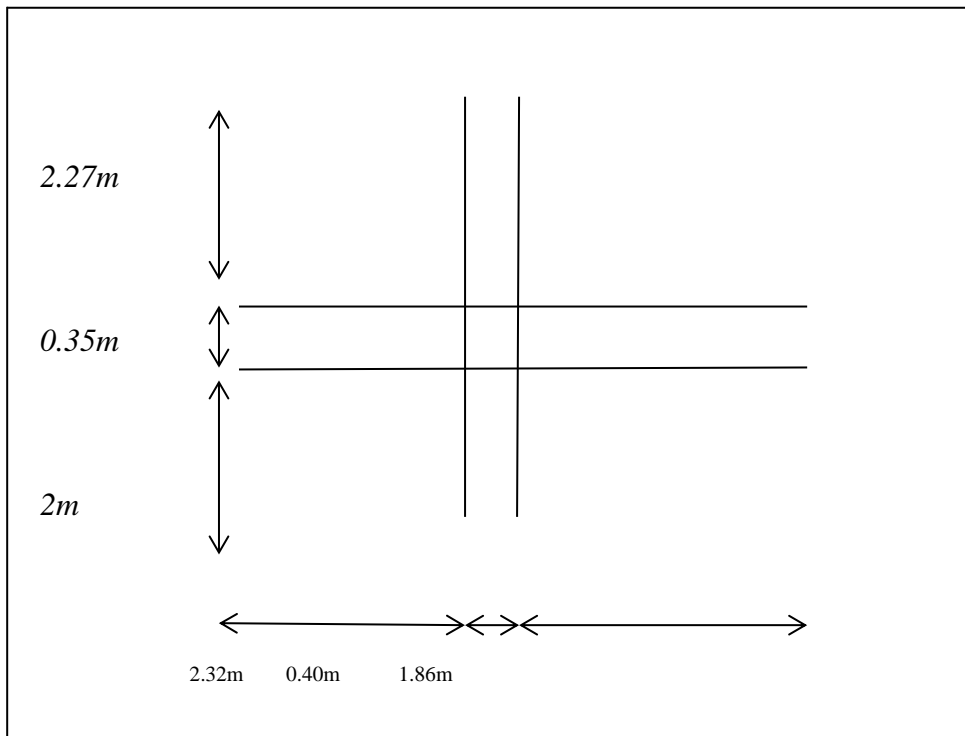
Poteau centrale :Surface afférente :

Fig. III.7. Dimension du poteau central.

$$S_G = (2.27 + 2) * (2.32 + 1.86) = 17.84 \text{m}$$

$$S_Q = (2.27 + 2 + 0.35) * (2.32 + 1.86 + 0.40) = 19.09 \text{m}$$

$$S_{Q1} = S_Q - (0.35 * 0.45) = 20.79 \text{m}^2$$

Niveau	Element	G (N)
1-1	-Planche terrasse : 19.09*5590	10671.31
	-poutre principale : $(2.32+1.86)*0.40*0.40*25000$	16720
	-poutre secondaire : $(2.27+2)*0.35*0.40*25000$	14945
2-2	-venant1-1	42336.31
	-poteau : $0.35*0.40*25000*3.05$	10675
	-Mur interieur : $(1.70+0.875)*1690*1$	4351.75
	-planche courant : 17.84*5100	90984
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire :	14945
3-3	-venant2-2	180012.06
	-poteau :	10675
	-Mur interieur :	4351.75
	-planche courant :	90984
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire :	14945
4-4	-venant3-3	317687.81
	-poteau :	10675
	-Mur interieur :	4351.75

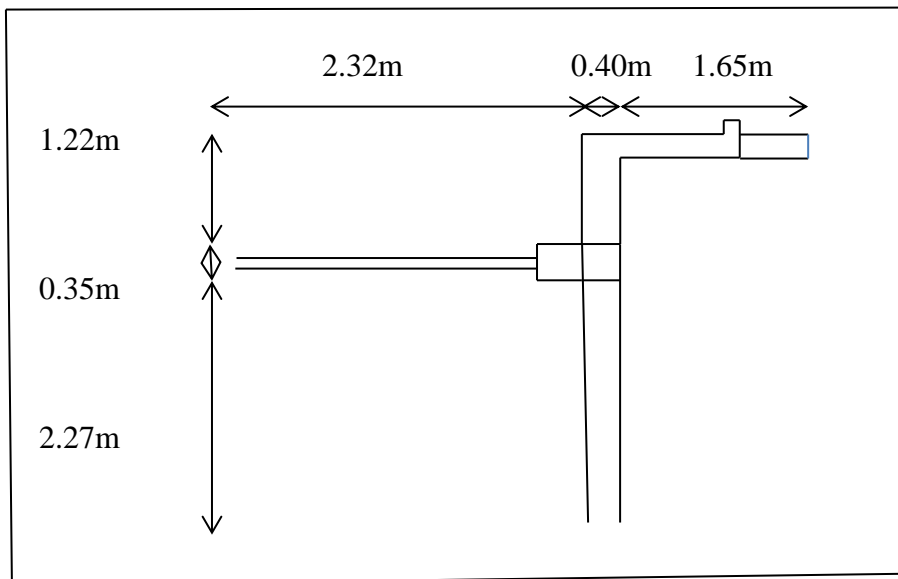
	-planche courant :	90984
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire :	14945
5-5	-venant4-4	455363.56
	-poteau :	10675
	-Mur interieur :	4351.75
	-planche courant :	90984
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire :	14945
6-6	-venant5-5	593039.31
	-poteau :	10675
	-Mur interieur :	4351.75
	-planche courant :	90984
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire :	14945

s-soul	-Venant6-6	730715.06
	-poteau :	9340.62
	-dalle pleine :17.84*5580	99547.2
	-poutre principale :	14630
	-poutre secondaire :	13076.87

tabIII-5.1 : charge permanent du poteau central

Charge permanent G= 867309.75N

Poteau du rive :



FigIII.8 : dimensions du poteau de rive

$$S_g = 3.49 * 2.32 * 1.65 = 13.35 \text{ m}^2$$

$$S_q = (2.27 + 0.35 + 1.22) * (2.32 + 0.40 + 1.65) = 15.20 \text{ m}^2$$

$$S_{q1} = S_q - (0.35 * 0.35) = 20.37 \text{ m}^2$$

Niveau	Element	G (N)
1-1	-Planche terrasse : 15.20*5590	84698
	-poutre principale : (2.32+1.86)*0.40*0.40*25000	16720
	-poutre secondaire : (2.27+2)*0.35*0.40*25000	14945
	-acrotere : (2.32+1.22+1.65)*1712.5	10600.37
	-balcon : 2.32*4380	10161.6
2-2	-venant1-1	137124.97
	-poteau : 0.35*0.40*25000*3.05	10675
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire	14945
	-balcon :	10161.6
	-plancher courant : 13.35*5100	68085
	-mur exterieu : 4.71*2795	13164.45
	-mur interieur :2.96*1690	5002.4
3-3	-venant2-2	275878.42
	-poteau :	10675
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire	14945
	-balcon :	10161.6
	-plancher courant :	68085

	-mur exterieu :	13164.45
	-mur interieur :	5002.4
	-escalier etage courant:	
	Palier : (1.45*1.65)*4490	10742.32
	Paillse :(1.97*1.40)* 7614.26	19081.33
4-4	-venant3-3	444455.52
	-poteau :	10675
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire	14945
	-balcon :	10161.6
	-plancher courant :	68085
	-mur exterieu :	13164.45
	-mur interieur :	5002.4
	-escalier etage courant:	
	Palier :	10742.32
	Paillse :	19081.33
5-5	-venant4-4	613032.62
	-poteau :	10675
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire	14945
	-balcon :	10161.6

	-plancher courant :	68085
	-mur exterieu :	13164.45
	-mur interieur :	5002.4
	-escalier etage courant:	
	Palier :	10742.32
	Paillse :	19081.33
6-6	-venant5-5	781609.72
	-poteau :	10675
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire :	14945
	-balcon :	10161.6
	-plancher courant :	68085
	-mur exterieu :	13164.45
	-mur interieur :	5002.4
	-escalier etage courant:	
	Palier :	10742.32
	Paillse :	19081.33
s-soul	-venant6-6 :	950186.82
	-poteau :	10675
	-poutre principale :	16720
	-poutre secondaire :	14945

	-dalle pleine :13.35*5580	74493
	-mur exterieur :(2.22+1.65)*2795	10816.65
	-escalier RDC:	
	Palier : (1.45*1.65)*4490	10742.32
	Paillse :(1.97*1.40)* 7614.26	19081.33

TabIII-5.2 : charge permanent du poteau de rive

Charge permanent G= 1107660.12N

III.7.2 Charges d'exploitation :

Loi de dégression (D.T.R.B.C article 63):

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), et dans le cas de notre bâtiment, on a (09) niveaux.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q...Q : Charge d'exploitation.

Loi de dégression appliquée pour les bâtiments à usage de bureaux :

$$Q_0 + \frac{3i+i}{2i} \times \sum(Q_1+Q_2+\dots+Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec : i: Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

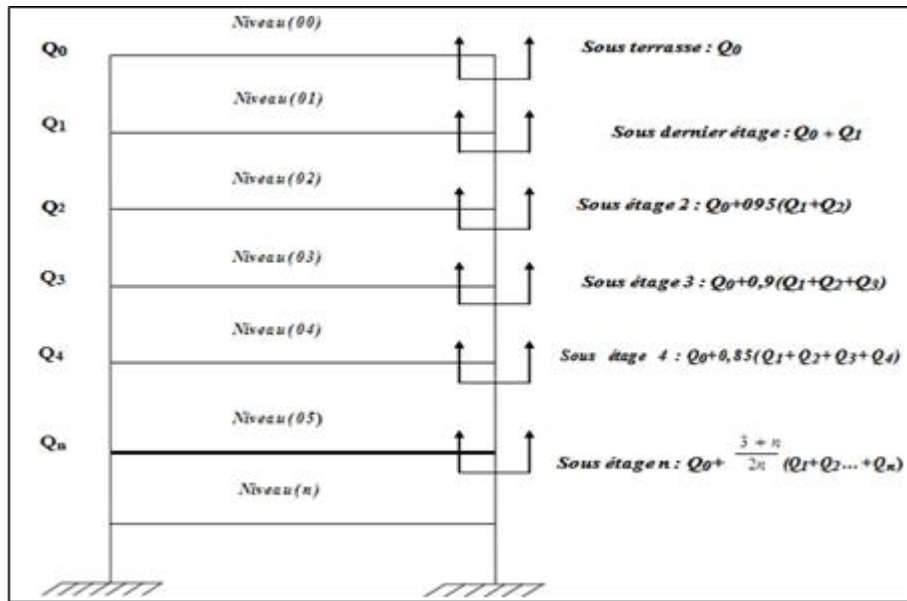


Figure III.9 : La dégression des charges

Charges d'exploitation (Poteau centrale)

Niv	Q	$\frac{3i + 1}{2i}$	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	/	$\Sigma 0 = Q_0$	19090
P5	Q ₁	1	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	45850
P4	Q ₂	0.95	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	88069.5
P3	Q ₃	0.90	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	122436.55
P2	Q ₄	0.85	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	145907.06
P1	Q ₅	0.80	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	157223.65
P0	Q ₆	0.75	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	256770.85

Tab III-5.3 : charge d'exploitation du poteau centrale

Effort normal de résistance :

$$\checkmark N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\checkmark N_u^* = N_u + 10\% N_u = 1.1N_u$$

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

$$N_u = 1.35 \cdot (867309.75) + 1.5 \cdot (256770.85) = 1556024.43 = 1556.02 \text{ KN}$$

$$N_u^* = 1556.02 + 155.60 = 1711.62 \text{ KN}$$

Charges d'exploitation (Poteau du rive)

Niv	Q	$\frac{3i + i}{2i}$	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q0	/	$\Sigma 0 = Q0$	28510
P5	Q1	1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	56655
P4	Q2	0.95	$\Sigma 2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2)$	121296.5
P3	Q3	0.90	$\Sigma 3 = Q0 + 0,9(Q1 + Q2 + Q3)$	174590.35
P2	Q4	0.85	$\Sigma 4 = Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	211774.54
P1	Q5	0.80	$\Sigma 5 = Q0 + 0,8(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	230741.63
P0	Q6	0.75	$\Sigma 6 = Q0 + 0,75(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	226406.22

TabIII-5.4 : charge d'exploitation du poteau de rive

Effort normal de résistance :

$$\checkmark \quad N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\checkmark \quad N_u^* = N_u + 10\% \quad N_u = 1.1N_u$$

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

$$N_u = 1.35 \cdot (1107660.12) + 1.5 \cdot (226406.22) = 1834950.49 \text{ N} = 1834.95$$

$$N_u^* = 1834.95 + 183.49 = 2018.44 \text{ KN}$$

III.7.3 Vérification pour la poteau

Vérification a la compression simple du poteau le plus sollicite :

une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins a le poteaux de rives dans les cas bâtiments comportant au moins trois traves

$$N_u^* = 1834.95 + 183.49 = 2018.44 \text{ KN}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq 0.6 \quad f_{c28}$$

B

Avec B : section du beton

$$B \geq \frac{N_u^*}{0.6 \times f_{c28}}$$

$$B \geq \frac{2018.44 \times 0.001}{0.6 \times 25} = 0.134 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.4 \times 0.35 = 0.14 \text{ m}^2$$

$$B = 0.14 > 0.135 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Verification au flambement :

D'après la (CBA93) on doit faire la verification suivants :

$$N_{u} \leq \alpha \left[\frac{Br.Fc28}{0,9\gamma_b} + \frac{AF_e}{\gamma_s} \right] \text{ avec } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} ; \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2} = 0,708.$$

N_u : l'effort normal agissant ultime

Br : section réduite du poteau (en cm^2).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier

α : coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

On calcul l'elencement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} L_f : \text{longueur de flambement} \\ L_o : \text{hauteur libre du poteau} \end{array} \right.$

$$L_o = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.40 = 3.68\text{m}$$

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{moment d'inertie : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$l_f = 0.65.l_o = 0.65 \times 3.68 = 2.39 \text{ m}$$

$$B = 0.35 \times 0.40 = 0.14 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.35 \times 0.4^2}{12} = 0.0046 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0046}{0.12}} = 0.19$$

$$\lambda = \frac{2.39}{0.19} = 12.57 < 50 \quad \dots\dots\dots \text{condition verifier}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.57}{35} \right)^2} = 0.82$$

d'apre le BAEL91 on doit verifier

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br.Fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{AF_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : $\gamma_b = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$

Br : section reduit de poteau : [Br=(b-2)x(h-2)]

$$Br = (35-2) \times (40-2) = 0.1254 \text{m}^2$$

A : section d'acier comprime : zone kenchela I= 0.15

$$2018.44 \times 10^{-3} \leq 0.82 \left[\frac{0.1254 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.15 \times 400}{100 \times 1.15} \right]$$

$$2.01 \text{m}^2 \leq 2.27 \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition verifier}$$

Donc le poteau ne risque pas de flambement

Verification vis-à-vis du RPA 99 V 2003

♦ $b = 20$ cm.	➔	$b = 35 \text{cm} \geq 20 \text{cm}$	vérifie.
♦ $h = 30$ cm.	➔	$h = 40 \text{cm} \geq 30 \text{cm}$	vérifie.
♦ $h/b = 4$	➔	$h/b = 1.14 \leq 4$	Vérifié

III.8 Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisés dans les prochains chapitres comme le calcul de ferrailage des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre est une liaison entre la conception de la structure et son analyse.

CHAPITRE IV

FERRAILLAGE DES

ELEMENTS

IV.1 Calcul des planchers :**IV.1.1 Définition :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ce type de planchers est utilisés généralement dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de corps creux et de poutrelles assemblées à l'hourdis, l'entraxe entre deux nervures est imposé par le corps creux utilisé, le plancher joue le rôle :

1- de résistance : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

2- d'isolation : le plancher isole thermiquement et acoustiquement les étages.

$b_0 = (8 \text{ à } 14) \text{ cm}$: généralement $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$b = b_0 + l_n \iff b = 10 + 55$

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

IV.1.2 Méthode de calcul :

-les planchers à corps creux sont toujours supposés à surcharges modérées, le principe de calcul reste le même à celui des poutres car le corps creux n'intervient pas dans la résistance de l'ouvrage.

➤ Méthode forfaitaire**Conditions d'application :**

C1/- $Q \leq \max \{2G, 5000 \text{ N/m}^2\}$

- Q (plancher terrasse) = $1 \text{ KN/m}^2 = 1000 \text{ N/m}^2$

- G (plancher terrasse) = $5,59 \text{ KN/m}^2 = 5590 \text{ N/m}^2$

- Q (plancher étage courant) = $1,5 \text{ KN/m}^2 = 1500 \text{ N/m}^2$

- G (plancher étage courant) = $5,10 \text{ KN/m}^2 = 5100 \text{ N/m}^2$

a/ plancher terrasse : $Q = 1000 \text{ N/m}^2 < 2G = 11180 \text{ N/m}^2$

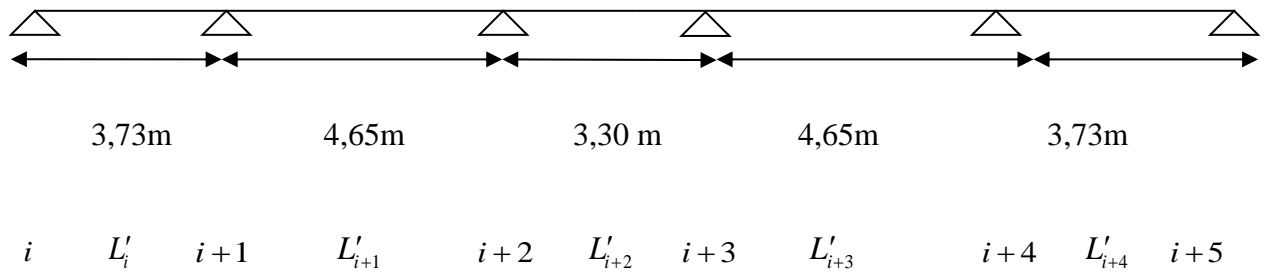
b/ plancher étage courant : $Q = 1500 \text{ N/m}^2 < 2G = 10200 \text{ N/m}^2$

- donc la première condition est vérifiée.

C2/- les moments d'inertie des réactions transversales sont les mêmes dans les différentes travées (même poutres et même plancher). (Vérifiée)

C3/- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

Plancher terrasse et étages courants:



$$\triangleright \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,73}{4,65} = 0,80$$

$$\triangleright \frac{L'_{i+1}}{L'_{i+2}} = \frac{4,65}{3,30} = 1,25$$

$$\triangleright \frac{L'_{i+2}}{L'_{i+3}} = \frac{3,30}{4,65} = 0,70$$

$$\triangleright \frac{L'_{i+3}}{L'_{i+4}} = \frac{4,65}{3,73} = 1,24$$

Donc tous les rapports sont compris entre 0.8 et 1.25 (vérifiée).

C4/- la fissuration est peu préjudiciable.

- les quatre conditions sont vérifiées donc on utilise la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers.

Application de la méthode :

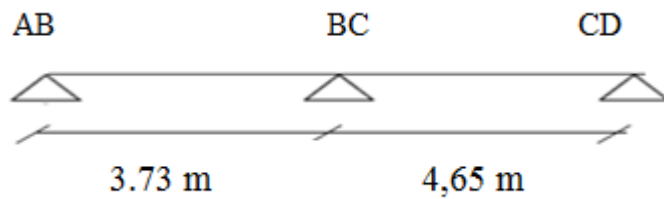
✓ On calcul le rapport $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

✓ Pour chaque travée supportant une charge uniforme on calcule le moment max dans la travée isostatique de comparaison ($M_o = \frac{qL^2}{8}$)

✓ On calcul le moment sur l'appuis gauche (M_w) et le moment de droite (M_e) de chaque travée :

- cas de deux travées :

$$0,15M_0 \qquad 0,6M_0 \qquad 0,15M_0$$



- cas de plusieurs travées :

$$M_1 = 0,15M_0 \quad M_2 = 0,5M_0 \quad M_3 = 0,4M_0$$



$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_1 \quad \frac{1.0 + 0.3\alpha}{2} M_2$$

- avec M_0 le moment isostatique le plus grand entre deux travées encadrant l'appui considéré.

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

$$1) M_t \geq \max \{ 1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans une travée de rive)}$$

$$3) M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans une travée intermédiaire)}$$

Détermination de l'effort tranchant :

Sur une travée le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a de l'appui gauche et b de l'appui droit avec $L = a + b$.

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

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

Les Types de poutrelles (Terrassé) :

Type	schéma
<u>Type 01</u>	<p>AB BC CD DE EF FG</p> <p>← 3,73 m 4,65 m 3,30 m 4,65 m 3,73 m →</p>
<u>Type 02</u>	<p>AB BC CD</p> <p>3,73 m 4,65 m</p>

Les Types de poutrelles (étage courant) :

Type	schéma
<u>Type 01</u>	<p>AB BC CD DE EF FG</p> <p>← 3,73 m 4,65 m 3,30 m 4,65 m 3,73 m →</p>
<u>Type 02</u>	<p>AB BC CD</p> <p>3,73 m 4,65 m</p>

➤ **Planchers terrasse :**

A/Cas de Type 01 :

$$G = 5,59 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc } G = 0,65 \times 5,59 \Rightarrow G = 3,63 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 0,65 \times 1,00 \Rightarrow Q = 0,65 \text{ KN / ml}$$

-Combinaison des charges :

- À l'ELU : $q_v = 1.35G + 1.5Q$

$$q_v = 1.35(3,63) + 1.5(0,65)$$

$$q_v = 5,51 \text{ KN/ml}$$

- À l'ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = 3,63 + 0,65$$

$$q_s = 4,28 \text{ KN/ml}$$

➤ **planchers de l'étage courant:**

B/ Cas de Type 01 :

$$G = 5,10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc } G = 0,65 \times 5,10 \Rightarrow G = 3,31 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 0,65 \times 1,5 \Rightarrow Q = 0,97 \text{ KN / ml}$$

- Combinaison des charges :

- À l'ELU : $q_v = 1.35G + 1.5Q$

$$q_v = 1.35(3,31) + 1.5(0,97)$$

$$q_v = 5,92 \text{ KN/ml}$$

- À l'ELS : $q_s = G + Q$

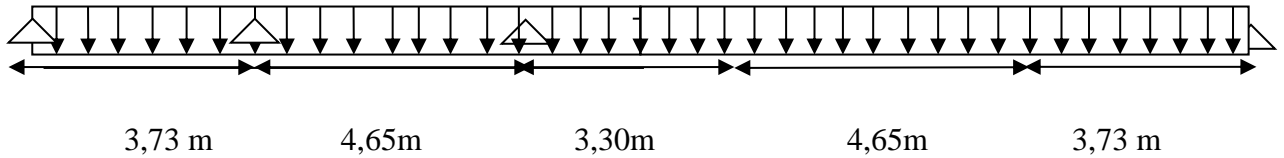
$$q_s = 3,31 + 0,97$$

$$q_s = 4,28 \text{ KN/ml}$$

Donc on calcule d'après les combinaisons des charges **de plancher terrasse.**

➤ **Calcul de α**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{5,59 + 1} = 0,15$$

IV.1.3 Calcul des sollicitations :À l'ELU :Le moment isostatique de la 1^{ère} travée :

$$\diamond M_{01} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{01} = \frac{5,51(3,73)^2}{8} \Rightarrow M_{01} = 9,58 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 1:

Moment de gauche :

$$M_{w1} = 0,15 \times 0$$

$$M_{w1} = 0 \text{ KN.m (appui de rive)}$$

Moment de droite

$$M_{e1} = 0,15 \times M_0$$

$$M_{e1} = 0,15 \times 9,58$$

$$M_{e1} = 1,34 \text{ KN.m}$$

-Le Moment M_t sur le travée 1:Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t \geq \max \{ 1,05M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 2- M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans une travée de rive)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t \geq \max \{ 1,05 \times 9,58, (1 + 0,3 \times 0,15)9,58 \} - \frac{1,34 + 4,79}{2} = 6,99 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,15}{2} \times 9,58 = 5,96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } M_{t12} = \max \{ 6,99 ; 5,96 \} \Rightarrow M_{t12} = 6,99 \text{ KN.m}$$

Le moment isostatique de la 2^{ème} travée :

$$M_{02} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{02} = \frac{5,51(4,65)^2}{8} \Rightarrow M_{02} = 14,89 \text{ KN.m}$$

le moment sur l'appui 2:

Moment de gauche :

$$M_{w2} = 0.5 \times M_{01}$$

$$M_{w2} = 0.5 \times 9,58$$

$$M_{w2} = 4,79 \text{ KN.m}$$

Moment de droite :

$$M_{e2} = 0.5 \times M_{02}$$

$$M_{e2} = 0,5 \times 14,89$$

$$M_{e2} = 7,44 \text{ KN.m}$$

Le Moment M_t sur le travée 2:Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t \geq \max \{ 1.05 \times 14,89, (1 + 0.3 \times 0,15) \times 14,89 \} - \frac{4,79 + 7,44}{2} = 9,51 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0,15}{2} \times 14,89 = 7,78 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t12} = \max \{ 9,51 ; 7,78 \}$

$$M_{t12} = 9,51 \text{ KN.m}$$

Le moment isostatique de la 3^{ème} travée :

$$M_{03} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{03} = \frac{5,51(3,30)^2}{8} \Rightarrow M_{03} = 7,50 \text{ KN.m}$$

Le moment sur l'appui 3:

Moment de gauche :

$$M_{w3} = 0.4 \times M_{02}$$

$$M_{w3} = 0.4 \times 14,89$$

$$M_{w3} = 5,95 \text{ KN.m}$$

Moment de droite :

$$M_{e3} = 0.4 \times M_{03}$$

$$M_{e3} = 0,4 \times 7,50$$

$$M_{e3} = 3,00 \text{ KN.m}$$

Le moment M_t sur le travée 3:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t \geq \max \{ 1.05 \times 7,50, (1 + 0.3 \times 0,15) \times 7,50 \} - \frac{5,95 + 3,00}{2} = 3,40 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0,15}{2} \times 7,50 = 3,91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } M_{t23} = \max \{ 3,40 ; 3,91 \}$$

$$M_{t23} = 3,91 \text{ KN.m}$$

le moment sur l'appui 4:

Moment de gauche :

$$M_{w4} = 0.4 \times M_{03}$$

$$M_{w4} = 0,4 \times 7,50$$

$$M_{w4} = 3,00 \text{ KN.m}$$

Moment de droite

$$M_{e4} = 0.4 \times M_{04}$$

$$M_{e4} = 0,4 \times 7,50$$

$$M_{e4} = 3,00 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant:

❖ travée AB:

$$M_w = 4,79 \text{ KNm}, M_e = 1,34 \text{ KNm}, M_{t1} = 9,38 \text{ KNm}, l_1 = 3,73 \text{ m}$$

$$a_1 = l_1 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_{t1}}{M_w + M_{t1}}}} = 3,73 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,34 + 9,38}{4,79 + 9,38}}} \Rightarrow a_1 = 2,12 \text{ m}$$

$$b_1 = l_1 - a_1 = 3,73 - 2,12 \Rightarrow b_1 = 1,61 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t1}}{a_1} = -2 \times \frac{4,79 + 9,38}{2,12} \Rightarrow V_w = -13,36 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_{t1}}{b_1} = 2 \times \frac{1,34 + 9,38}{1,61} \Rightarrow V_e = 13,31 \text{ KN}$$

❖ travée BC:

$$M_w = 4,79 \text{ KNm}, M_e = 7,44 \text{ KNm}, M_{t2} = 9,51 \text{ KNm}, l_2 = 4,65$$

$$a_2 = l_2 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me + M_{t2}}{M_w + M_{t2}}}} = 4,65 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{7,44 + 9,51}{4,79 + 9,51}}} \Rightarrow a_2 = 2,22m$$

$$b_2 = l_2 - a_2 = 4,65 - 2,22 \Rightarrow b_2 = 2,43m$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t2}}{a_2} = -2 \times \frac{4,79 + 9,51}{2,22} \Rightarrow V_w = -12,88KN$$

$$V_e = 2 \frac{Me + M_{t2}}{b_2} = 2 \times \frac{7,44 + 9,51}{2,43} \Rightarrow V_e = 13,95KN$$

❖ travée CD :

$$M_w = 5,95KNm, M_e = 3,00KNm, M_{t3} = 3,91KNm, l_3 = 3,30m$$

$$a_3 = l_3 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Me + M_{t3}}{M_w + M_{t3}}}} = 3,30 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,00 + 3,91}{5,95 + 3,91}}} \Rightarrow a_3 = 1,80m$$

$$b_3 = l_3 - a_3 = 3,30 - 1,80 \Rightarrow b_3 = 1,50m$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t3}}{a_3} = -2 \times \frac{5,95 + 3,91}{1,80} \Rightarrow V_w = -10,95KN$$

$$V_e = 2 \frac{Me + M_{t3}}{b_3} = 2 \times \frac{3,00 + 3,91}{1,50} \Rightarrow V_e = 9,21KN$$

On a une symétrie dans notre portée donc :

travée	A	B	C	D	E
L (m)	3,73	4,65	3,30	4,65	3,73
M_w (KN.m)	4,79	4,79	5,95	4,79	4,79
M_e (KN.m)	1,34	7,44	3,00	7,44	1,34
M_t (KN.m)	9,38	9,51	3,91	9,51	9,38
a (m)	2,12	2,22	1,80	2,22	2,12
b (m)	1,61	2,43	1,50	2,43	1,61
V_w (KN)	-13,36	-12,88	-10,95	-12,88	-13,36
V_e (KN)	13,31	13,95	9,21	13,95	13,31

Tab.IV-1.1 : Valeurs des sollicitations à l'E.L.U (calcul des dalles)

Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants:

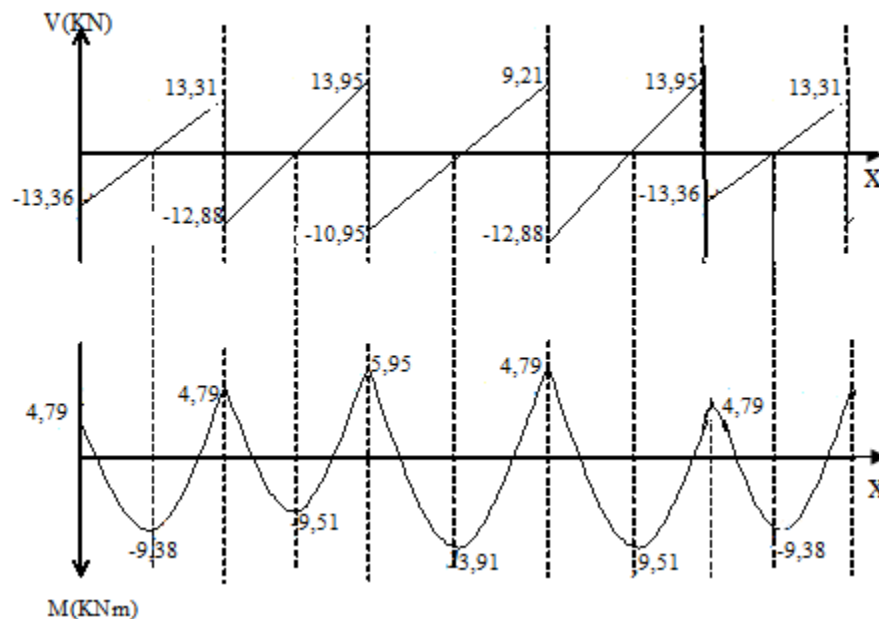


Fig. IV-1.1 : diagramme des sollicitations à l'E L U

À l'ELS :

- Le moment isostatique de la 1^{ère} travée :

$$M_{01} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{01} = \frac{4,28(3,73)^2}{8} \Rightarrow M_{01} = 7,44 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 1:

Moment de gauche :

$$M_{w1} = 0,15 \times 0$$

$$M_{w1} = 0 \text{ KN.m (appui de rive)}$$

Moment de droite

$$M_{e1} = 0,15 \times M_0$$

$$M_{e1} = 0,15 \times 7,44$$

$$M_{e1} = 1,11 \text{ KN.m}$$

-Le Moment M_t sur le travée 1:

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

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1,05M_o, (1 + 0,3\alpha)M_o \} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 2- M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_o \text{ (dans une travée de rive)} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t \geq \max \{ 1.05 \times 7,44, (1 + 0.3 \times 0,15) 7,44 \} - \frac{1,11 + 3,72}{2} = 5,39 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0,15}{2} \times 7,44 = 4,63 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t12} = \max \{ 4,63, 5,39 \}$

$M_{t1} = 5,39 \text{ KN.m}$

- Le moment isostatique de la 2^{ème} travée :

$$M_{o2} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{o2} = \frac{4,28(4,65)^2}{8} \Rightarrow M_{o2} = 11,56 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 2:

Moment de gauche :

$$M_{w2} = 0.5 \times M_{o1}$$

$$M_{w2} = 0.5 \times 7,44$$

$$M_{w2} = 3,72 \text{ KN.m}$$

Moment de droite

$$M_{e2} = 0.5 \times M_{o2}$$

$$M_{e2} = 0,5 \times 11,56$$

$$M_{e2} = 5,78 \text{ KN.m}$$

-Le Moment M_t sur le travée 2:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t \geq \max \{ 1.05 \times 11,56, (1 + 0.3 \times 0,15) 11,56 \} - \frac{3,72 + 5,78}{2} = 7,33 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0,15}{2} \times 11,56 = 6,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t12} = \max \{ 7,33 ; 6,04 \}$

$M_{t12} = 7,33 \text{ KN.m}$

Le moment isostatique de la 3^{ème} travée :

$$M_{o3} = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow M_{o3} = \frac{4,28.(3,30)^2}{8} \Rightarrow M_{o3} = 5,82 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 3:

Moment de gauche :

$$M_{w3} = 0.4 \times M_{02}$$

$$M_{w3} = 0.4 \times 11,56$$

$$M_{w3} = 4,62 \text{ KN.m}$$

Moment de droite

$$M_{e3} = 0.4 \times M_{03}$$

$$M_{e3} = 0,4 \times 5,82$$

$$M_{e3} = 2,32 \text{ KN.m}$$

-Le Moment M_t sur le travée 3:Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- M_t \geq \max \{ 1.05 \times 5,82, (1 + 0.3 \times 0,15) \times 5,82 \} - \frac{2,32 \cdot 4,62}{2} = 2,64 \text{ KN.m} \\ 2- M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0,15}{2} \times 5,82 = 3,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t3} = \max \{ 3,04 ; 2,64 \}$

$$M_{t3} = 3,04 \text{ KN.m}$$

-le moment sur l'appui 4:

Moment de gauche :

$$M_{w4} = 0.4 \times M_{03}$$

$$M_{w4} = 0,4 \times 5,82$$

$$M_{w4} = 2,32 \text{ KN.m}$$

Moment de droite

$$M_{e4} = 0.4 \times M_{04}$$

$$M_{e4} = 0,4 \times 11,56$$

$$M_{e4} = 4,62 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant:

- travée AB: $M_w = 3,72, KNm$, $M_e = 1,11 KNm$, $M_{t1} = 5,39 KNm$, $l_1 = 3,73m$

$$a_1 = l_1 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_{t1}}{M_w + M_{t1}}}} = 3,73 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,11 + 5,39}{3,72 + 5,39}}} \Rightarrow a_1 = 2,02m$$

$$b_1 = l_1 - a_1 = 3,73 - 2,02 \Rightarrow b_1 = 1,71m$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t1}}{a_1} = -2 \times \frac{3,72 + 5,39}{2,02} \Rightarrow V_w = -9,01 KN$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_{t1}}{b_1} = 2 \times \frac{1,11 + 5,39}{1,71} \Rightarrow V_e = 7,60 KN$$

- travée BC: $M_w = 4,62 KNm$, $M_e = 5,28 KNm$, $M_{t2} = 7,33 KNm$, $l_2 = 4,65m$

$$a_2 = l_2 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_{t2}}{M_w + M_{t2}}}} = 4,65 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5,28 + 7,33}{4,62 + 7,33}}} \Rightarrow a_2 = 2,30m$$

$$b_2 = l_2 - a_2 = 4,65 - 2,30 \Rightarrow b_2 = 2,32m$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t2}}{a_2} = -2 \times \frac{4,62 + 7,33}{2,30} \Rightarrow V_w = -10,39 KN$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_{t2}}{b_2} = 2 \times \frac{5,28 + 7,33}{2,32} \Rightarrow V_e = 10,87 KN$$

- travée CD: $M_w = 2,32 KNm$, $M_e = 2,32 KNm$, $M_{t3} = 3,04 KNm$, $l_3 = 3,30m$

$$a_3 = l_3 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_{t3}}{M_w + M_{t3}}}} = 3,30 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2,32 + 3,04}{2,32 + 3,04}}} \Rightarrow a_3 = 1,65m$$

$$b_3 = l_3 - a_3 = 3,30 - 1,65 \Rightarrow b_3 = 1,65m$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_{t3}}{a_3} = -2 \times \frac{2,32 + 3,04}{1,65} \Rightarrow V_w = -6,49 KN$$

$$V_e = 2 \frac{M_e + M_{t3}}{b_3} = 2 \times \frac{2,32 + 3,04}{1,65} \Rightarrow V_e = 6,49 KN$$

On a une symétrie dans notre portée **donc** :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L (m)	3,73	4,65	3,30	4,65	3,73
M _w (KNm)	3,72	4,62	2,32	4,62	3,72
M _e (KNm)	1,11	5,78	2,32	5,78	1,11
M _t (KNm)	5,39	7,33	3,04	7,33	5,39
a (m)	2,02	2,30	1,65	2,30	2,02
b (m)	1,71	2,32	1,65	2,32	1,71
V _w (KN)	-9,01	-10,39	-6,49	-10,39	-9,01
V _e (KN)	7,60	10,80	6,49	10,80	7,60

Tab.IV-1.2 : Valeurs des sollicitations à l'E.L.U (calcul des dalles)

Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants:

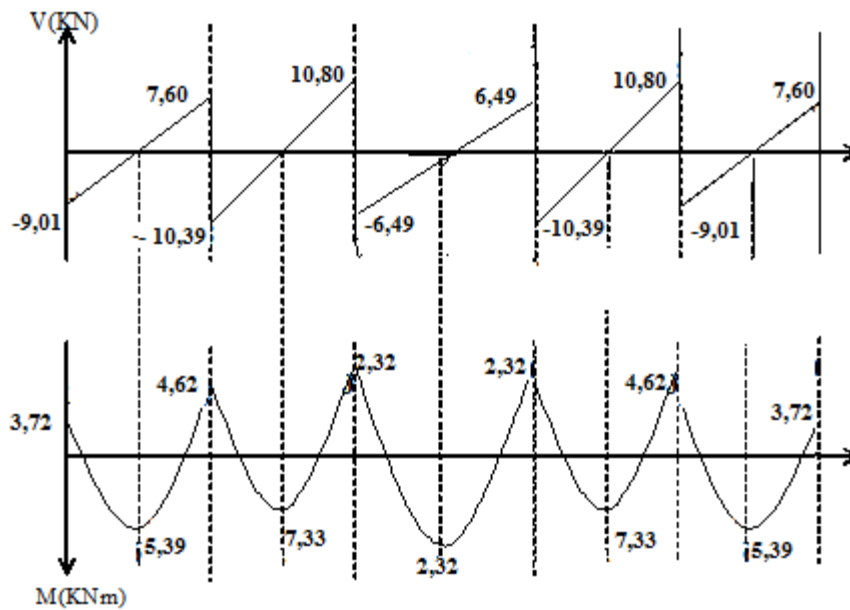


Fig. IV-1.2 : diagramme des sollicitations à l'E L S

IV.1.4 Les Tableaux De résultats :

ELU :

Terrasse :

<i>ELU</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Mw</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Me</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Mt</i> <i>(KN.m)</i>	<i>To</i> <i>(KN)</i>	<i>Tw</i> <i>(KN)</i>	<i>Te</i> <i>(KN)</i>
<i>Type</i>	A-B	3,73	9,58	0	5,74	5,94	10,27	11,81	-11,81
01	B-C	4,65	14,89	8,93	0	9,23	12,81	10,88	-10,88

Tab IV-1.3 : différentes sollicitations par la poutrelle a deux travées (ELU)

Etage courant :

<i>ELU</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Mw</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Me</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Mt</i> <i>(KN.m)</i>	<i>To</i> <i>(KN)</i>	<i>Tw</i> <i>(KN)</i>	<i>Te</i> <i>(KN)</i>
<i>Type</i>	A-B	3,73	10,29	1,54	5,14	6,38	11,04	12,01	-12,00
01	B-C	4,65	16,00	8,00	6,40	9,92	13,76	13,41	-13,41
	C-D	3,3	8,05	3,22	3,22	4,99	9,76	9,76	-9,76
	D-E	4,65	16,00	6,40	8,00	9,92	13,74	14,10	-14,10
	E-F	3,73	10,29	5,14	1,54	6,38	11,04	10,07	-10,07
	<i>Type</i>	A-B	3,73	10,29	0	6,17	6,32	11,04	12,69
02	B-C	4,65	16,00	9,60	0	9,92	13,76	11,69	-11,69

Tab.IV-1.4 : différentes sollicitations par la poutrelle a deux travées (ELU)

ELS :

Terrasse :

<i>ELS</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Mw</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Me</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Mt</i> <i>(KN.m)</i>	<i>To</i> <i>(KN)</i>	<i>Tw</i> <i>(KN)</i>	<i>Te</i> <i>(KN)</i>
<i>Type</i>	A-B	3,73	7,44	0	4,46	4,61	7,98	9,17	-9,17
01	B-C	4,65	11,56	6,94	0	7,17	9,95	8,45	-8,45

Tab.IV-1.5 : différentes sollicitations par la poutrelle a deux travées (ELS)

Etage courant :

<i>ELS</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou</i> (KN.m)	<i>Mw</i> (KN.m)	<i>Me</i> (KN.m)	<i>Mt</i> (KN.m)	<i>To</i> (KN)	<i>Tw</i> (KN)	<i>Te</i> (KN)
1	A-B	3,73	7,44	1,11	3,72	4,61	7,98	8,68	-8,68
	B-C	4,65	11,56	5,78	4,62	7,17	9,95	9,70	-9,70
	C-D	3,3	5,82	2,33	2,33	3,61	7,06	7,06	-7,06
	D-E	4,65	11,56	4,62	5,784	7,17	9,95	10,19	-10,19
	E-F	3,73	7,44	3,72	1,11	4,61	7,98	7,28	-7,28
02	A-B	3,73	7,44	0	4,46	4,61	7,98	9,17	-9,17
	B-C	4,65	11,56	6,94	0	7,17	9,95	8,45	-8,45

Tab IV-1.6 : différentes sollicitations par la poutrelle a deux travées (ELS)

IV.1.5 Ferrailage de plancher :

Soit : $h_0 = 4\text{cm}$ et $d = 18\text{ cm}$ $b = 65\text{ cm}$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18}; \alpha_0 = 0,22 \Rightarrow 0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259$$

$$\Rightarrow \mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07 \Rightarrow \mu_0 = 0,153$$

On calcule le moment capable de la table :

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 0,153 \times 0,65 \times 0,18^2 \times 14,16 \times 10^3 \Rightarrow M_t = 45,62 \text{KN.m}$$

$$M_{ut} = 9,92 \text{KN.m}$$

$M_{ut} = 9,92 \text{KN.m} < M_t = 45,62 \text{KN.m}$ ----- l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b .

-En travée :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,92 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} \Rightarrow \mu = 0,033$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{9,92}{7,17} = 1,38$$

$$\mu_{lim} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,292$$

$$\mu = 0,033 < \mu_{lim} = 0,262 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) \Rightarrow \alpha_u = 0,041$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,041 \times 65 \times 18 \times 14,16}{347,8} \Rightarrow A_s = 1,56 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 18}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min}, \text{ on prend } A_s = 1,56 \text{ cm}^2,$$

❖ donc on adopte 4HA8 de section $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,60 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} \Rightarrow \mu = 0,033$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{9,60}{6,94} = 1,38$$

$$\mu_{lim} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,292$$

$$\mu = 0,033 < \mu_{lim} = 0,262 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) \Rightarrow \alpha_u = 0,041$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,041 \times 65 \times 18 \times 14,16}{347,8} \Rightarrow A_s = 1,56 \text{ cm}^2$$

-Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 18}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \text{ On prend } A_s = 1,56 \text{ cm}^2,$$

❖ Donc on adopte 4HA8 de section $A_s = 1,56 \text{ cm}^2$

Armature transversale :-

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte 2 ϕ 8 avec $A_s=1,01\text{cm}^2$

Donc la section d'armatures transversale est $A_s=2,02 \text{ cm}^2$

Espacement: d'après RPA99/V2003, Article (7.5.2.2)

$$\text{- dans les zones nodales } S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_t\right\} \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm},$$

$$\text{- en dehors de la zone nodale } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification :**À l'ELS :**

-fissuration peu préjudiciable.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,92}{7,17} = 1,38, \text{ (en travée).}$$

$$\gamma = \frac{9,60}{6,94} = 1,38, \text{ (en appui).}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha_{travée} = 0,041 \text{ et } \alpha_{appui} = 0,041$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

-Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,95 \times 10^{-3}}{0,18 \times 0,65} = 0,119 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}, \text{ vérifiée.}$$

-Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{l} = \frac{0,2}{4,65} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{ condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc il faut calculer la flèche.

-Evaluation des charges :

p : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation ($p = 4,28 \text{ kN/ml}$).

g : l'ensemble des charges permanentes ($g = 3,31 \text{ kN/ml}$).

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtements.

Position de l'axe neutre :

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b d A_s}{7,5 A_s^2}} - 1 \right)$$

$$Y = \frac{15 \times 2,01}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 2,01}{7,5 \times 2,01^2}} - 1 \right) = 3,64 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section total par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b.Y^3}{3} + 15A_s(d - Y)^2. \quad \text{Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :}$$

	En travé	En appuis
I(cm ⁴)	7262,16	5818,70

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_p = \frac{Pl^2}{8} = 11,56 \text{ KN.m} ; \quad M_g = \frac{gl^2}{8} = 8,94 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K' = \frac{M_p}{I} = \frac{11,56 \times 10^3}{7262,16} = 1,59$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{8,94 \times 10^3}{7262,16} = 1,23$$

$$\sigma_{bcp} = K'.y = 1,59 \times 3,64 = 5,78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_{bcg} = K''.y = 1,23 \times 3,64 = 4,47 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_{sg} = 15K''(d - y) \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times 1,23 \times (18 - 3,64) \Rightarrow \sigma_{sg} = 264,49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_{sp} = 15K'(d - y) \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times 1,59 \times (18 - 3,64) \Rightarrow \sigma_{sp} = 342,48 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots \text{non vérifié}$$

$$\sigma_{sj} = 0 \text{ Mpa}$$

Les contraintes ne vérifient pas donc on doit vérifier la flèche par :

✓ **Calcul de λ_i et λ_v :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,01}{10 \times 18} = 0,011 ;$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \times 2,46} = 3,88 ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,55 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 264,49 + 2,1} = 0,26 ;$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 342,48 + 2,1} = 0,21 ;$$

- ✓ **L'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 = \frac{65 \times (20)^3}{12} + 15 \times 2,01 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \Rightarrow I_0 = 45262,92 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Calcul des inerties fissurées :**

$$I_{f_{gi}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 45262,92}{1 + 3,38 \times 0,26} = 22843,95 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 45262,92}{1 + 3,88 \times 0,21} = 27435,09 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1,1 \times 45262,92}{1 + 1,55 \times 0,26} = 35487,67 \text{ cm}^4.$$

- ✓ **Calcul des flèches :**

$$f_{ij} = 0;$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{f_g}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{8,94 \times (4,65)^2}{10^{-4} \times 32164,2 \times 22843,95} = 0,0026 \text{ m};$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{8,94 \times (4,65)^2}{10^{-4} \times 10721,4 \times 35487,67} = 0,0047 \text{ m} ;$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_i I_{f_p}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{11,56 \times (4,65)^2}{10^{-4} \times 32164,2 \times 27435,09} = 0,0028 \text{ m} ;$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0047 - 0 + 0,0028 - 0,0026 = 0,0049 \text{ m} .$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,65}{500} = 0,0093 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0,0049 \text{ m} < \bar{f} = 0,0093 \text{ m} \text{-----Condition vérifiée.}$$

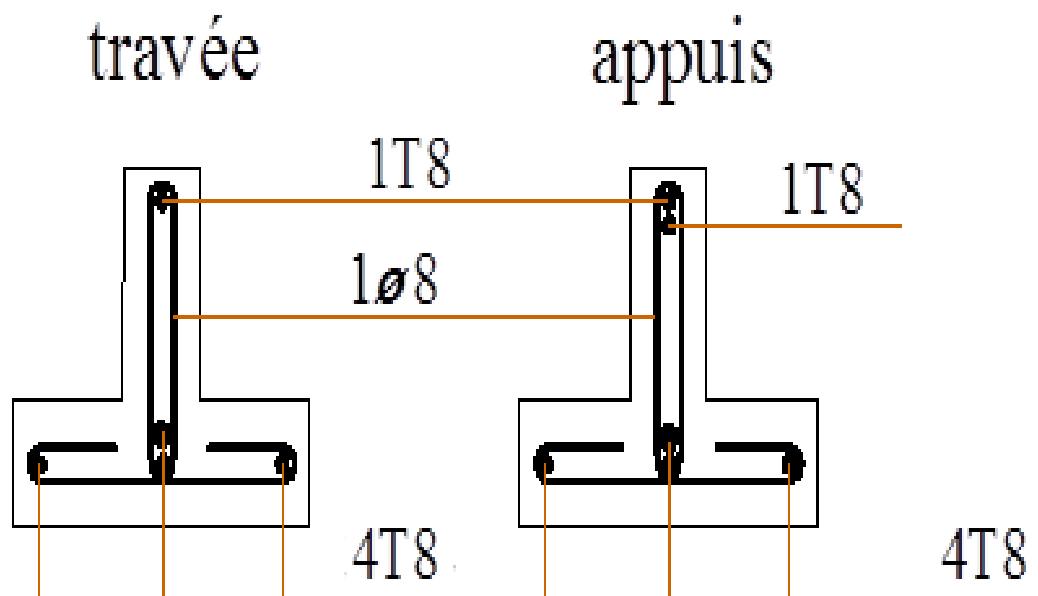
IV.1.6 Dessin du ferrailage des planchers :

Fig.IV-1.3 Schéma de ferrailage des poutrelles

IV.2 Acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée à niveau de la planche terrasse, travail à la flexion composée. Cet élément soumis à effort horizontal G , effort normal Q et moment de renversement M dans la section d'encastrement.

✓ Schéma statique :

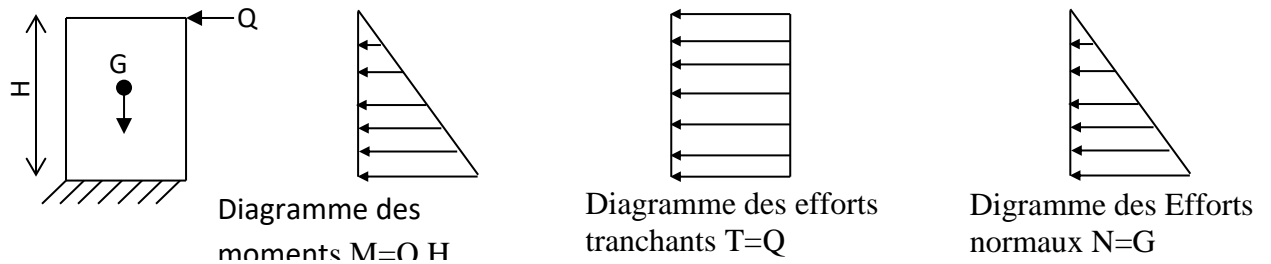


Fig. IV.2.1 : Schéma statique 1

IV.2.1 Combinaison de charge :

🚦 L'ELU : la combinaison est $1.35G+1.5Q$

Effort normal de compression : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1712.5 = 2311.88N$

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5Qh = 1.5 \times 1000 \times 0.6 = 900N.m$

Effort tranchant : $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1000 = 1500N$

🚦 L'ELS : la combinaison est $G+Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1712.5N$

Moment d'encastrement : $M_s = Q \times h = 600N.m$

Effort tranchant : $T = Q = 1000N$

	N (N)	M (N.m)	T (N)
ELU	2311.88	900	1500
ELS	1712.5	600	1000

Tab.IV-2.1 : Tableau de récapitulatif

✓ **Ferrailage :**

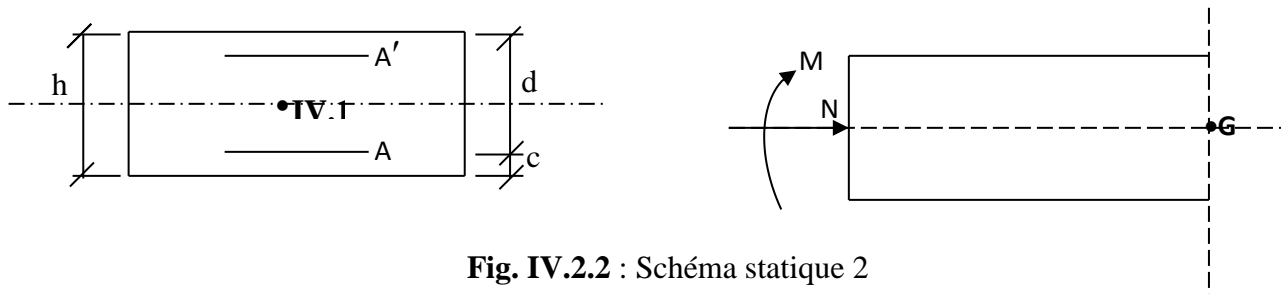


Fig. IV.2.2 : Schéma statique 2

Donnée : $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_b=14.2\text{MPa}$

$f_e= 400\text{MPa}$; $\sigma_s= 348\text{MPa}$

$b =100\text{cm}$; $h=10\text{cm}$; $d=7.5\text{cm}$; $\delta=\delta'=2.5\text{cm}$

IV.2.2 Déterminer les armatures longitudinales :

- **ELU :**

- **A) Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u = 900 / 2311.88 = 38.93\text{cm}$$

$$h / 2 - \delta = 5 - 2.5 = 2.5\text{cm}$$

Alors : $38.93 > 2.5$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures

$$M_A = e_A \times N_u = 41.43 \times 2311.88 = 95781.19\text{N} \qquad e_A = e_u + (h / 2 - \delta') = 41.4$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

- Section en flexion simple :

$$\varepsilon_l = f_e / (E \cdot \gamma_s) = 1.739 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = 3.5 / (3.5 + 1000 \varepsilon_l) = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.39$$

$$\mu = M_A / b d^2 \sigma_b = 0.012$$

$$\mu < \mu_l \quad (A_{SC} = 0, A_{st} \neq 0)$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.015 \quad , \quad \beta = 1 - 0.4 = 0.994$$

$$A_{st1} = M_A / \beta d \sigma_s = 0.369 \text{ cm}^2$$

- Section en flexion composé :

$$\text{La section réelle des armatures : } A_{st} = A_{st1} - N_u / 100 \sigma_s = 0.303 \text{ cm}^2$$

B) Condition de no fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 f_{t28} b d / f_e = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max \{ A_u ; A_{\min} \} = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ (4HA12)}$$

ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- position de l'axe neutre

$$b/2 y_1 - n \cdot A_{st} (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 2.19 \text{ cm}$$

- moment d'inertie

$$I = b/3 y_1^3 + n \cdot A_{st} (d - y_1)^2 = 3055.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = M_{ser} / I y_1 = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot M_{ser} (d - y) / I = 33.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \times f_{t28} \} = \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

A) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = v_u / b_0 d = 1500 / 1000 \times 75 = 0.02 \text{ MP}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau} = \min \{ 0.1 f_{c28} ; 4 \text{MPa} \} = \min \{ 2.5 ; 4 \}$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau = 0.02 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures ne pas nécessaire.

B.1) les armatures de réparation :

$$A/2 \leq A^r \leq A/4 \Rightarrow A^r = 1.13 \text{cm}^2$$

$$A^r_{\text{adp}} = 5 \text{HA}10 = 3.93 \text{cm}^2$$

B.2) les espacements entre les armatures :

D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$S_t^l < \min \{ 3h ; 33 \text{cm} \} \quad S_t^r < \min \{ 4h ; 45 \text{cm} \}$$

- les armatures longitudinales :

$$s_t = 100/4 = 25 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-les armatures transversales :

$$S_t = 60/4 = 15 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.2.3 présentation de

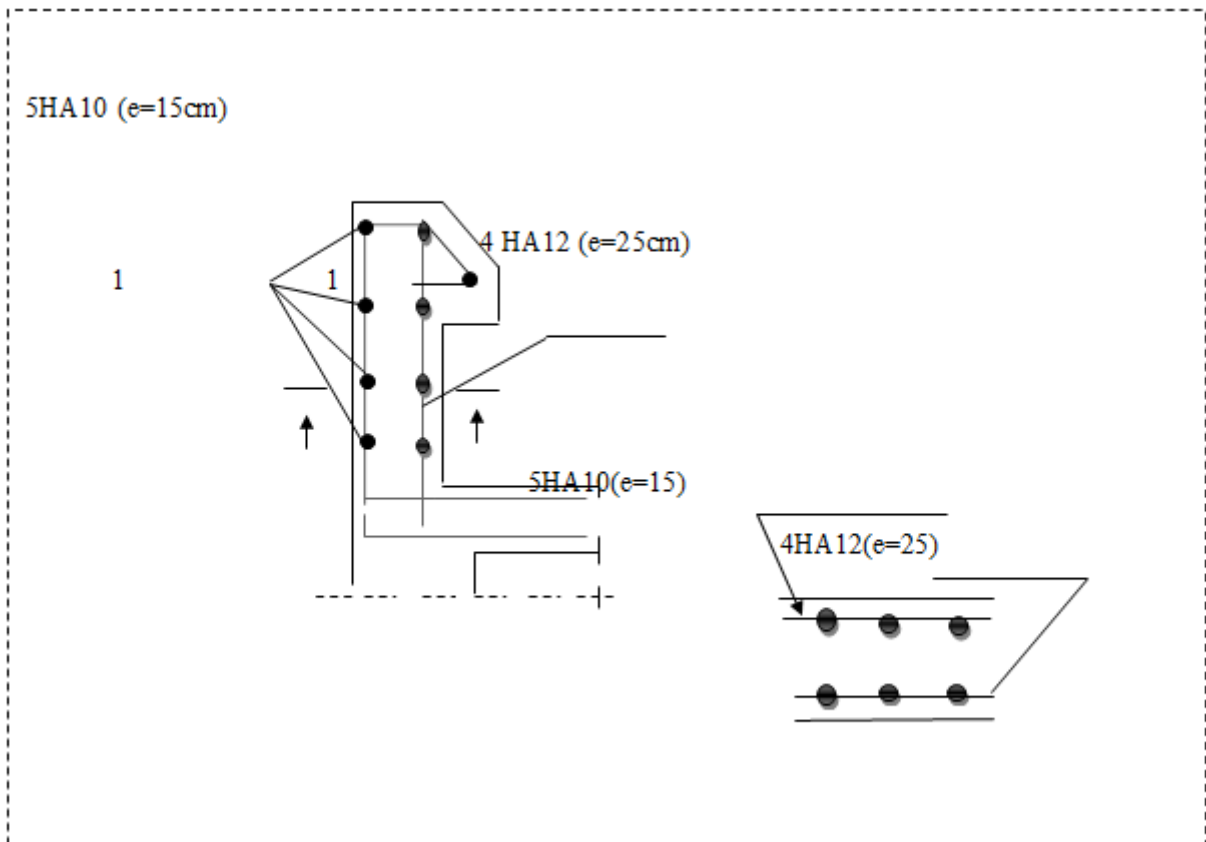


Fig.IV-2.3: COUPE 1-1 Ferrailage d'acrotère

IV.3 Les Balcons :

IV.3.1 Définition :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrillée en flexion simple.

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

IV.3.2 Balcon de Séjour :

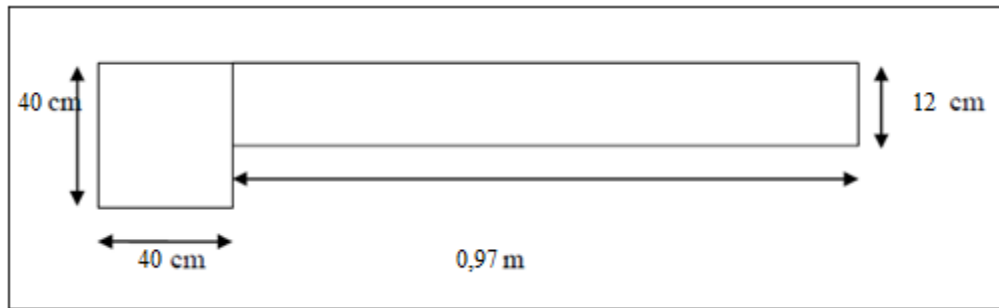


Fig IV-3.1 : Schéma du balcon de Séjour

Evaluation des charges :

- 1 -Poids propre : $G= 4.38\text{KN}/ \text{m}^2$.
- 2 Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ KN}/ \text{m}^2$.
- 3 - D'après le DTR BC.2.2 page 36 : On prend la charge du mur extérieure

comme une charge concentrée. $G=2.78\text{KN}/\text{m}^2$

La hauteur de mur : $h=1,20 \text{ m}$ $P = \gamma.b.h . l$

$$P = 2.78 \times 1.2 = 3.336 \text{ kN/m}$$

$$Q_2 = \min (0,4 ; \frac{1,3}{B}) = 0.4 \text{ KN}/ \text{m}^2.$$

Avec B : longueur du balcon = 3.20 m

IV.3.2.1 Calcul des sollicitations :

Calcul à E.L.U :

A) Calcul des moments fléchissant :

$$M_u = 1,35 (G \times (\frac{l^2}{2}) + p l) + 1,5 (Q_1(\frac{l^2}{2}) + (Q_2 \times h))$$

$$= 1,35 (4,38 \times (\frac{0,97^2}{2}) + 3,336 \times 0,97) + 1,5 (3.5 (\frac{0,97^2}{2}) + 0,4 \times 1,20)$$

$$M_u = 9,276 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} M_s &= (G \times (\frac{l}{2}) + p l) + (Q_1(\frac{l^2}{2}) + Q_2 \times l) \\ &= (4,38 \times (\frac{0,97}{2}) + 3,336 \times 0,97) + (3,5 (\frac{0,97^2}{2}) + 0,4 \times 0,97) \end{aligned}$$

$$M_s = 7,394 \text{ KN.m}$$

B.) Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 G_b} = \frac{9,276 \times 10^3}{100 \times 10^2 \times 14,2} = 0,0653$$

$$\mu = 0,0653 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{\beta \times d \times G_s} = \frac{9,276 \times 10^3}{0,966 \times 10 \times 348}$$

$$A_{st} = 2,784 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **4T10 = 3,14 cm².**

B.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,2075 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

B.1.1) Le choix d'armature :

On adopte : **4T10 = 3,14 cm²**

B.2) Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 3,14/4 = 0,785 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0,785 \text{ cm}^2$$

B.2.1) Le choix d'armature :

On adopte **4T6 = 2,01 cm².**

IV.3.2.2 Justification à l'ELS :

A.) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$\Rightarrow by^2 + 30 Ay - 30dA = 0 \rightarrow 100 y^2 + 30 \times 3,14y - 30 \times 10 \times 3,14$

$\Rightarrow 100y^2 + 94,2 y + 942 = 0$

$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac = 605412,50 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 778,08$

$\Rightarrow y = 3,4152 \text{ cm}$

$I = \frac{b}{a} \times y^3 + 15 [A(d - y)^2] = I = 4077,5 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{7,394 \times 10^3 \times 3,4152}{2077,5 \times 10^4} = 3,55 \text{ MPa}$

Et $\sigma_{adm} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots \text{CV}$

B.) L'état limite d'ouverture des fissuration :

\Rightarrow la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Telles que : $\sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201,633 \text{ MPa}$

On a une fissuration préjudiciable :

1,6 (Acier HA).

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 179.149 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots \text{Condtion Vérifiée}$

C) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que: $\bar{\tau} \leq \tau$

On a : $V_U = 1.5 \times Q_1 + G + P = 12,966 \text{ KN}$

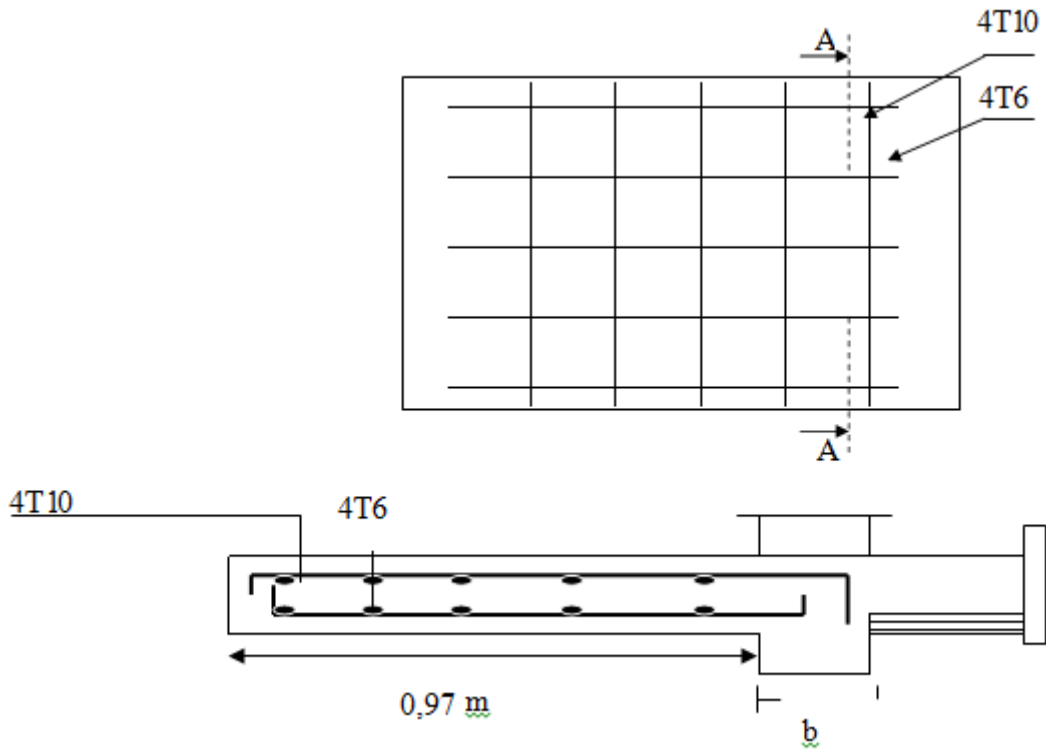
Telles que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{12,966 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,12966 \text{ MPa}$

Et : $\bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15f_{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$ (la fissuration est préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.129 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$condition vérifiée

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

IV.3.2.3 Schéma de ferrailage :



FigIV-3.2 : Schéma de ferrailage du balcon de Séjour.

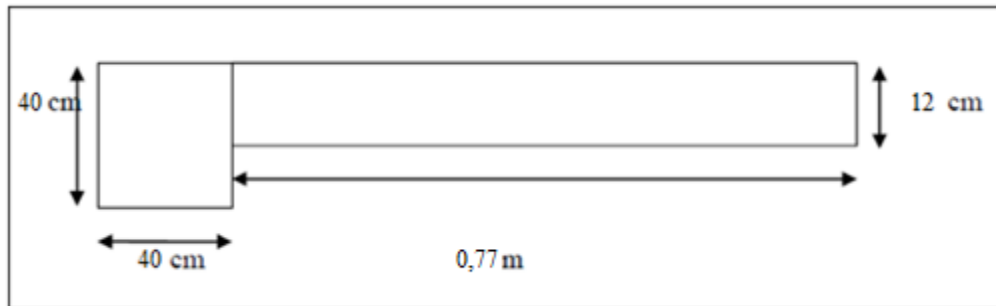
IV.3.3 Balcon de Séchoir :

Fig IV-3.3 : Schéma du balcon de Séchoir

Evaluation des charges :

- Poids propre : $G = 4.38 \text{ KN/ m}^2$.

- Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$.

- D'après le DTR BC.2.2 page 36 : On prend la charge du mur extérieure comme une charge concentrée. $G = 2.78 \text{ KN/ m}^2$

La hauteur de mur : $h = 1,20 \text{ m}$ $P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot l$

$$P = 2.78 \times 1.2 = 3.336 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = \min \left(0,4 ; \frac{1,3}{B} \right) = 0,4 \text{ KN/ m}^2.$$

Avec B : longueur du balcon = 3.07 m

IV.3.3.1 Calcul des sollicitations :**Calcul à E.L.U :****A) Calcul des moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} \bullet \quad M_u &= 1,35 \left(G \times \left(\frac{l^2}{2} \right) + p l \right) + 1,5 \left(Q_1 \left(\frac{l^2}{2} \right) + (Q_2 \times h) \right) \\ &= 1,35 \left(4,38 \times \left(\frac{0,77^2}{2} \right) + 3,336 \times 0,77 \right) + 1,5 \left(3,5 \left(\frac{0,77^2}{2} \right) + 0,4 \times 1,20 \right) \end{aligned}$$

$$M_u = 5,812 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} \blacklozenge \quad M_s &= \left(G \times \left(\frac{l^2}{2} \right) + p l \right) + \left(Q_1 \left(\frac{l^2}{2} \right) + Q_2 \times l \right) \\ &= \left(4,38 \times \left(\frac{0,77^2}{2} \right) + 3,336 \times 0,77 \right) + \left(3,5 \left(\frac{0,77^2}{2} \right) + 0,4 \times 0,77 \right) \end{aligned}$$

$$M_s = 5,0817 \text{ KN.m}$$

B.) Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{5,8120 \times 10^3}{100 \times 10^2 \times 14,2} = 0,0409$$

$$\mu = 0,0409 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,812 \times 10^3}{0,979 \times 10 \times 348}$$

$$A_{St} = 1,705 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte : **4T8 = 2,01 cm²**.

B.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,2075 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

B.1.1) Le choix d'armature :

On adopte : **4T8 = 2,01 cm²**

B.2) Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2$$

B.2.1) Le choix d'armature :

On adopte **4T4 = 0,50 cm²**.

IV.3.3.2 Justification à l'ELS :

A.) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\Leftrightarrow by^2 + 30 Ay - 30dA = 0 \rightarrow 100 y^2 + 30 \times 2,01 y - 30 \times 10 \times 2,01$$

$$\Leftrightarrow 100y^2 + 60,3 y + 603 = 0$$

$$\Leftrightarrow \Delta = b^2 - 4ac = 485432,80 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 696,73$$

$$\Leftrightarrow y = 3,0017 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{a} \times y^3 + 15 [A(d - y)^2] = I = 1987,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{5,0817 \times 10^3 \times 3,0017}{1987,5 \times 10^4} = 2,97 \text{ MPa}$$

Et $\sigma_{adm} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{adm} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots\dots\dots$ CV

B.) L'état limite d'ouverture des fissurations :

\Rightarrow la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Telles que : $\sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \rightarrow \sigma_{s adm} = 201,633 \text{ MPa}$

On a une fissuration préjudiciable :

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 200.149 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a : $V_U = 1.5 \times Q_I + G + P = 12,966 \text{ KN}$

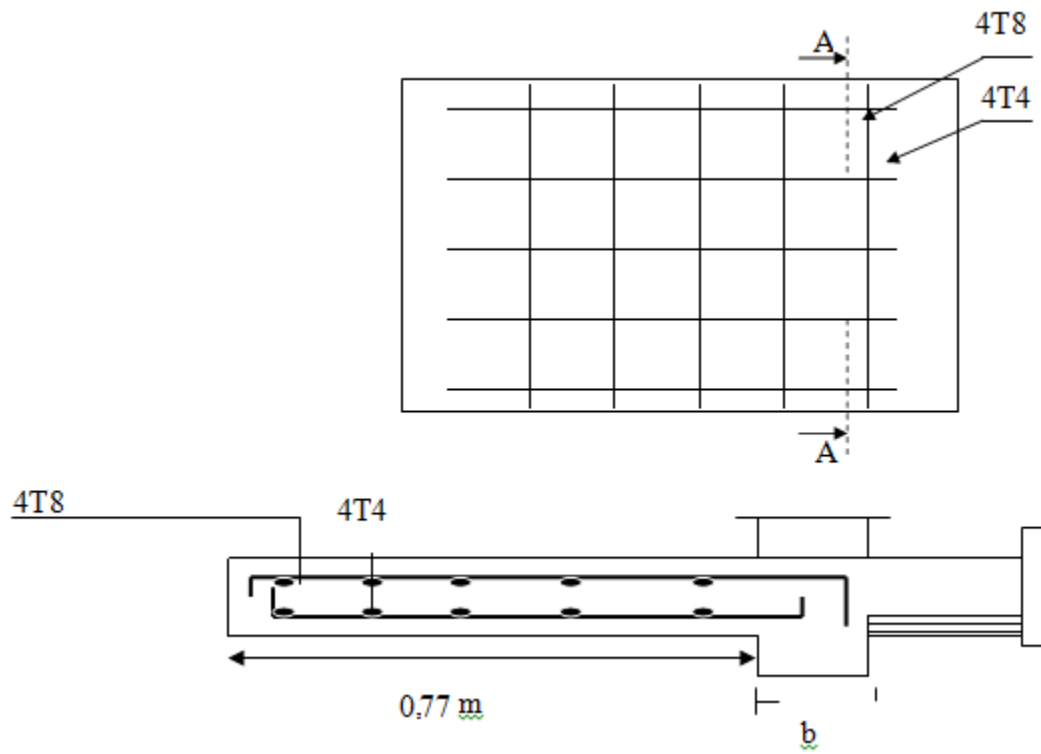
Telles que : $\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{12,966 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,12966 \text{ MPa}$

Et : $\bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$ (la fissuration est préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.129 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

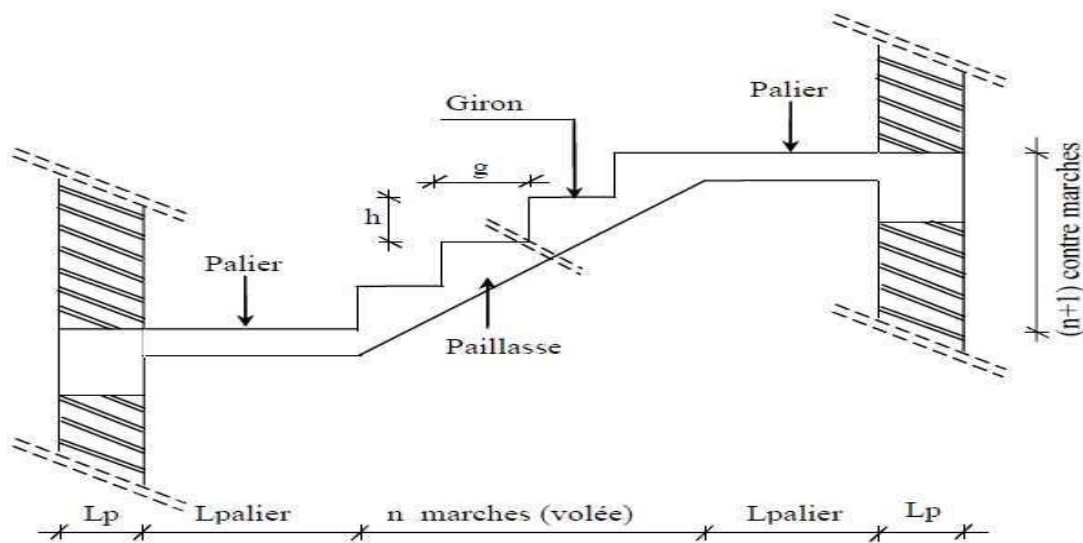
IV.3.3.3 Schéma de ferrailage :

**Fig IV-3.4:** Schéma de ferrailage du balcon de séchoir

IV.4 Les escaliers :**IV.4.1 Définition :**

Les escaliers sont des éléments importants , ils permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure , ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

**FigIV-4.1.:** Présentation de l'escalier

IV.4.2 L'escalier d'étage courant

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- marches 9

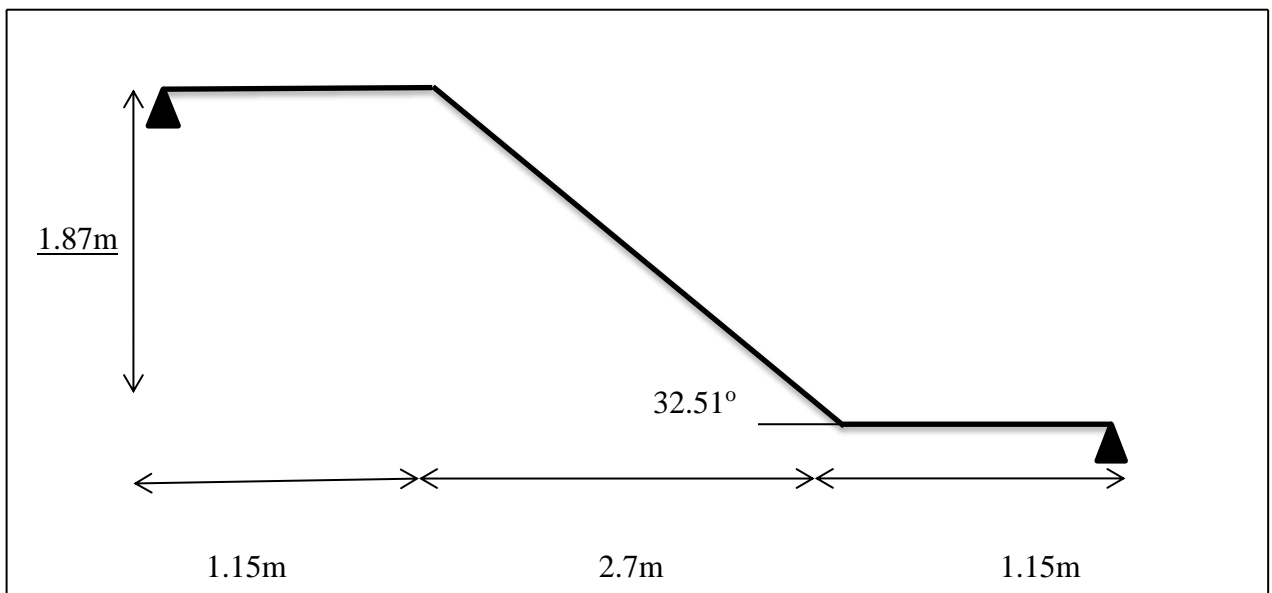


Fig. IV-4.2: Schéma statique de l'escalier type de étage courant

Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

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

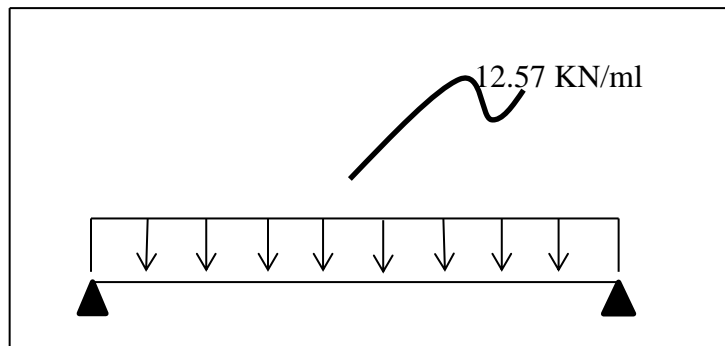
	$G (KN/M^2)$	$Q (KN/M^2)$	$Q_U (KN/M^2)$	$Q_{SER} (KN/M^2)$
Palier	4,99	2,5	10.84	7.49
Paillasse	7.61	2,5	14.05	10.11

Tab IV-3.1.1: calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier etage courant

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

$$Q_u = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_{vx} \times L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_t}$$

$$Q_u = \frac{10.84 \times 1.15 + 14.05 \times 2.7 + 10.84 \times 1.15}{5} = 12.57 \text{ KN/ml}$$



FigIV-4.3.: Schéma des charges équivalents a ELU d'escalier type etage courant

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 8 = 12.57 (5)^2 / 8 = 39.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ut} = 0,85 M_o = 0,85 \times 39.28 = 33.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,30 M_o = 0,3 \times 39.28 = 11.78 \text{ KN.m}$$

B.) l'état limite de Service :

$$Q_{seq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_{vx} \times L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_t}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.49 \times 1.15 + 10.21 \times 2.7 + 7.49 \times 1.15}{5} = 8.95 \text{ KN/ml}$$

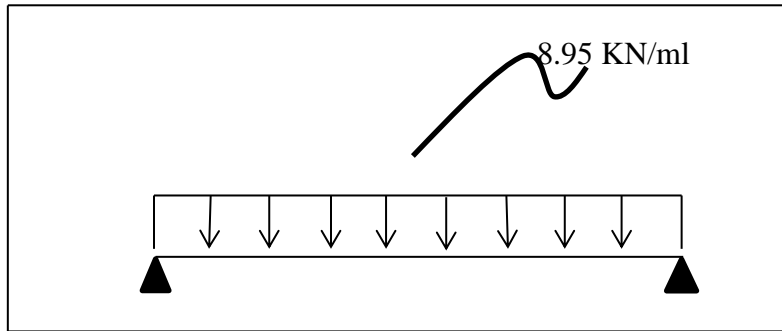


Fig.IV-4.4: Schéma des charges équivalents a ELU d’escalier type étage courant

$$M_s = Q_{seq} \cdot l^2 / 8 = 8.95 (5)^2 / 8 = 27.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

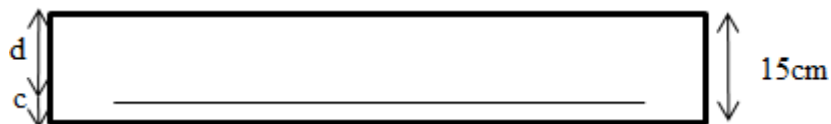
$$M_{st} = 0,85 M_o = 0,85 \times 35.35 = 23.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0,30 M_o = 0,3 \times 35.35 = 8.39 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

A.1) Etat limite ultime (E L U) :

A.) En travée :



FigIV-4.5: section de béton armé en travée

$$C \geq e + \Phi / 2 \text{ avec } \Phi \leq h / 2 = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc } C \geq 1 + 0.75$$

$$C = 2.5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.38}{23.79} = 1,403$$

$$\mu_{lu} = 0,341 \gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3008 \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.38 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0,1504 < \mu_{limite} = 0,3008 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1504}) \Rightarrow \alpha = 0,2047$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{33.38 \times 10^3}{0,9180 \times 12.5 \times 348} = 8.35 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopt **4T20 = 12.56 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left\{ 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = \{ 1,1509 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,1509 \text{ cm}^2, \text{ donc } A_s > A_{\min}$$

On adopt **4T20 = 12.56 cm²**.

Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 12.56/4 = 3.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3.16 \text{ cm}^2$$

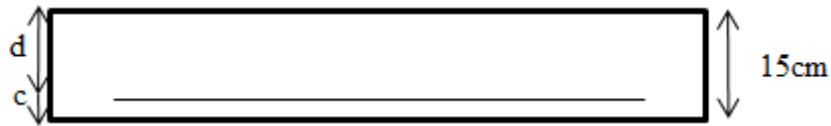
Le choix d'armature :

$$\text{On adopte } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

B) en appuis



FigIV-4.6: section de béton armé en travée

$$C \geq e + \Phi/2 \text{ avec } \Phi \leq h/2 = 1.5 \text{ cm et } e=1\text{m}$$

$$\text{Donc } C \geq 1+0.75$$

$$C = 2.5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.78}{8.39} = 1.404$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \gamma - 0.1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3011 \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.78 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.0530 < \mu_{limite} = 0.3011 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0530}) \Rightarrow \alpha = 0.0682$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.9727$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{15.03 \times 10^3}{0.9727 \times 12.5 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopt **4T12 = 4.52 cm².**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left\{ 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = \{ 1.1509 \text{ cm}^2 \}$$

$\Rightarrow A_{\min} = 1,1509\text{cm}^2$, donc $A_s > A_{\min}$

On adopte **4T12 = 4.52 cm²**.

A.1.2) Armatures de répartition :

On a: $A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.39/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature :

On adopte **4T6 = 1.13cm²**

Espacement :

$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = \mathbf{30 \text{ cm}}$.

2) verification Etat limite de service (E.L.S.) :

A/ en trave

M_{sa} = 10.60KN.m

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Msa} = 10.60\text{KN.m} \\ \text{Flexion simple} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

15 MPa

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.38}{23.79} = 1,403$

$= \frac{1.404-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.451 \geq \alpha = 0.204 \dots\dots\dots$ condition verifier

Conclusion

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15\text{mpa}$

B/en appuis

Msa = 10.60KN.m

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Msa} = 10.60 \text{KN.m} \\ \text{Flexion simple} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

15 MPa

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.78}{8.39} = 1,404$

$$= \frac{1.417-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.452 \geq \alpha = 0.082 \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

Conclusion

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ mpa}$$

C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a : $V_{u \text{ max}} = 31.425 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{bd} = \frac{31.425 \times 1000}{100 \times 125} = 2.514 \text{ MPa}$$

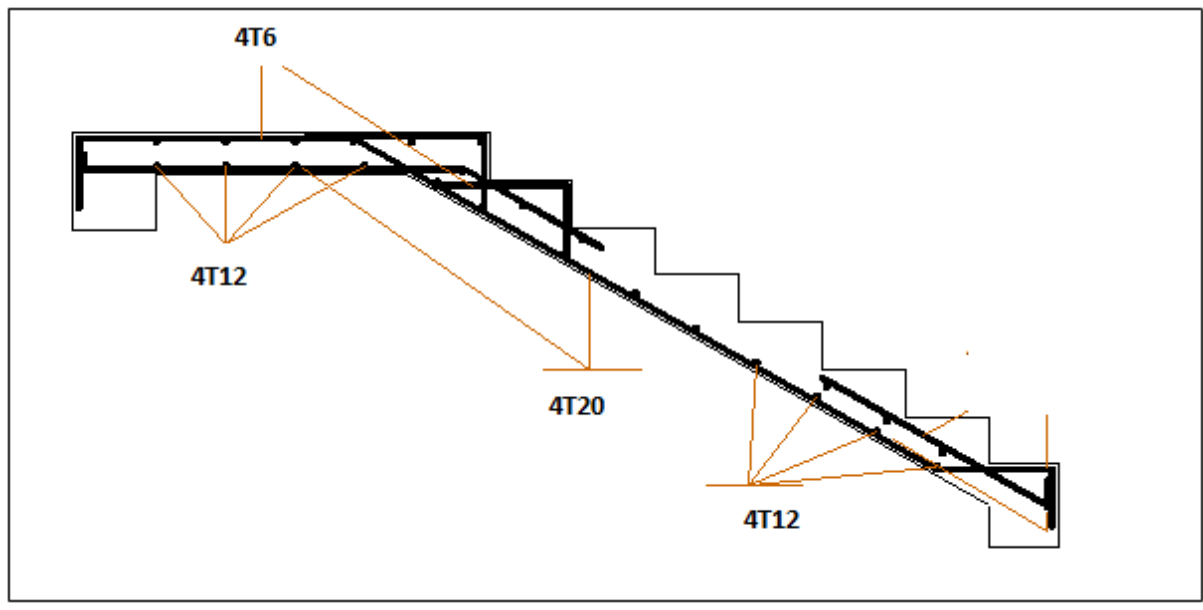
Et : $\bar{\tau} = \min [0,2.f_{28} ; 5 \text{Mpa}] = 3.33 \text{Mpa}$ (la fissuration est peu préjudiciable).

$$\gamma b$$

D'où alors : $\tau_u = 2.514 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

Dessin de ferrailage de l'escalier d'étage courant :

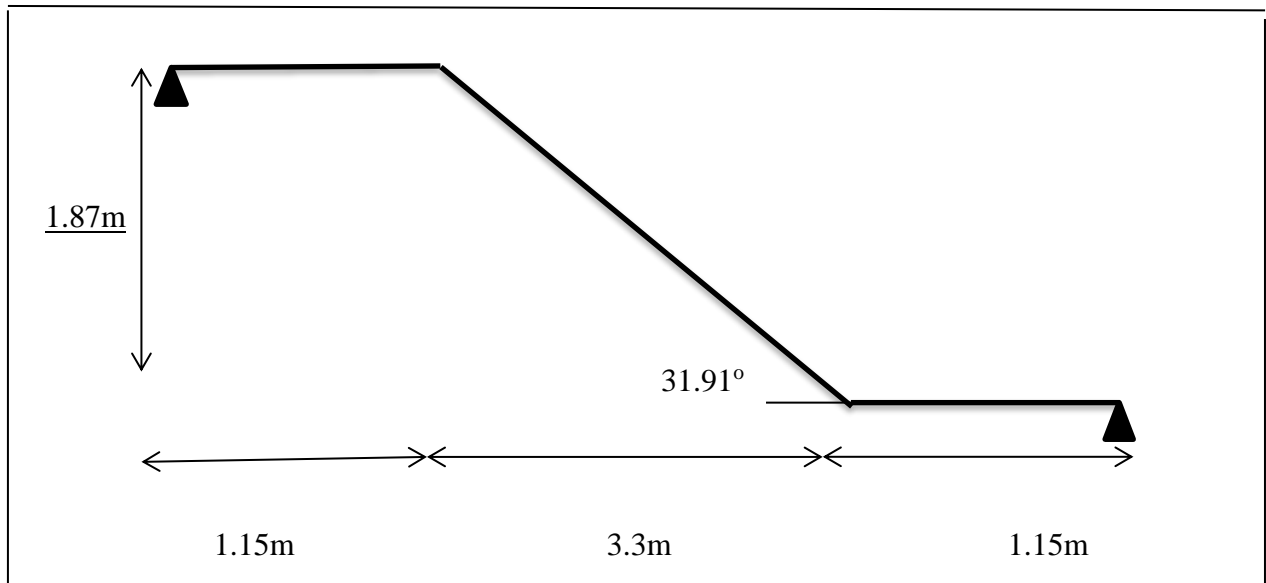


FigIV-4.7 : section schéma de ferrailage de l'escalier type étage courant

IV.4.3 L'escalier de RDC

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- Marches 11



FigIV-4.8: Schéma statique de l'escalier type de RDC

Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

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

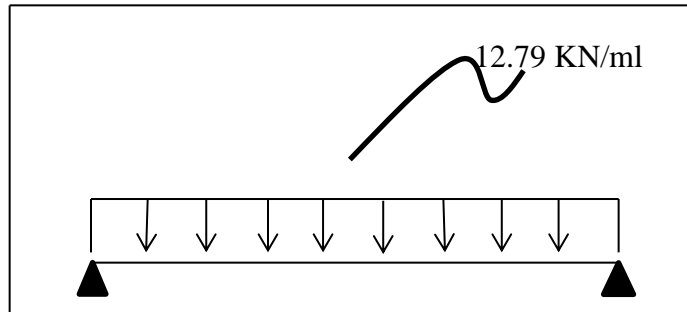
	$G (KN/M^2)$	$Q (KN/M^2)$	$Q_U (KN/M^2)$	$Q_{SER} (KN/M^2)$
<i>Palier</i>	4,99	2,5	10.84	7.49
<i>Paillasse</i>	7,71	2,5	14.15	10.21

TabIV-3.1: calcul des sollicitations a L'ELU et L'ELS escalier RDC

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

$$Q_u = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_{vx} L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_t}$$

$$Q_u = \frac{10.84 \times 1.15 + 14.15 \times 3.3 + 10.84 \times 1.15}{5.6} = 12.79 \text{ KN/ml}$$



FigIV-4.9: Schema des charges equivalents a ELU d'escalier type RDC

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 8 = 12.79 (5.6)^2 / 8 = 50.13 \text{ kN.m}$$

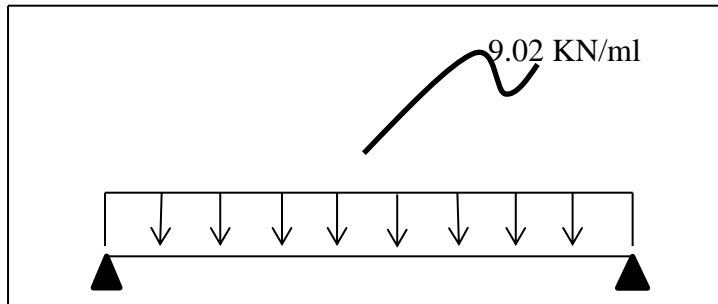
$$M_{ut} = 0.85 M_o = 0.85 \times 50.13 = 42.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.30 M_o = 0.3 \times 50.13 = 15.03 \text{ KN.m}$$

B.) l'état limite de Service :

$$Q_{seq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_{vx} L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_t}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.49 \times 1.15 + 10.21 \times 3.3 + 7.49 \times 1.15}{5.6} = 9.02 \text{ KN/ml}$$



FigIV-4.10: Schema des charges equivalents a ELU d'escalier type RDC

$$M_s = Q_{seq} \cdot l^2 / 8 = 9.02 (5.6)^2 / 8 = 35.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{st} = 0,85 M_o = 0,85 \times 35.35 = 30.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0,30 M_o = 0,3 \times 35.35 = 10.60 \text{ KN.m}$$

2/ Calcul de ferrailage :

A.1) Etat limite ultime (E L U) :

A.) En travée :



FigureIV-4.11: section de béton armé en travée

$$C \geq e + \Phi / 2 \text{ avec } \Phi \leq h / 2 = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc } C \geq 1 + 0.75$$

$$C = 2.5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{42.61}{30.05} = 1,41$$

$$\mu_{lu} = 0,341 \gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3032 \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42.61 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0,1920 < \mu_{limite} = 0,3032 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1920}) \Rightarrow \alpha = 0,2690$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{42.61 \times 10^3}{0,8923 \times 12.5 \times 348} = 10.97 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte 6T16 = 12.06 cm².

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left\{ 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = \{ 1,1509 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,1509 \text{ cm}^2, \text{ donc } A_s > A_{\min}$$

On adopte 6T16 = 12.06 cm².

A.1.2) Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 12.06/4 = 3.015 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3.015 \text{ cm}^2$$

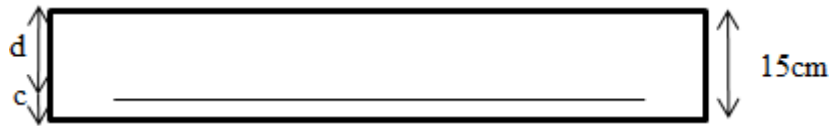
Le choix d'armature :

$$\text{On adopte } 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm.}$$

B) en appuis



FigIV-4.12: section de béton armé en travée

$$C \geq e + \Phi/2 \text{ avec } \Phi \leq h/2 = 1.5 \text{ cm et } e=1\text{m}$$

$$\text{Donc } C \geq 1+0.75$$

$$C = 2.5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.03}{10.60} = 1,417$$

$$\mu_{lu} = 0,341 \gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,3059 \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.03 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0,0677 < \mu_{limite} = 0,3059 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0677}) \Rightarrow \alpha = 0,0877$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{15.03 \times 10^3}{0,9648 \times 12.5 \times 348} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopt **4T12 = 4.52 cm².**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left\{ 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} = \{ 1,1509 \text{ cm}^2 \}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,1509 \text{ cm}^2, \text{ donc } A_s > A_{\min}$$

On adopt **3T12 = 3.39 cm².**

A.1.2) Armatures de répartition :

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.39/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.847 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature :

$$\text{On adopte } 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

2) verification Etat limite de service (E.L.S.) :

A/ en trave

M_{sa} = 10.60 KN.m

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \gamma^{-1/2} + f_c 28/100 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c25} =$$

15 MPa

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{42.61}{30.05} = 1.41$$

$$= \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 \geq \alpha = 0.290 \dots\dots\dots \text{condition verifier}$$

Conclusion

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ mpa}$$

B/en appuis

Msa = 10.60KN.m

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Msa} = 10.60 \text{KN.m} \\ \text{Flexion simple} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100 \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c25} =$$

15 MPa

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.03}{10.60} = 1.417$$

$$= \frac{1.417-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.458 \geq \alpha = 0.0877 \dots\dots\dots \text{condition verifier}$$

Conclusion

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{mpa}$$

C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

On a : $V_{u \text{ max}} = 35.812 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{bd} = \frac{35.812 \times 1000}{100 \times 125} = 2.864 \text{ MPa}$$

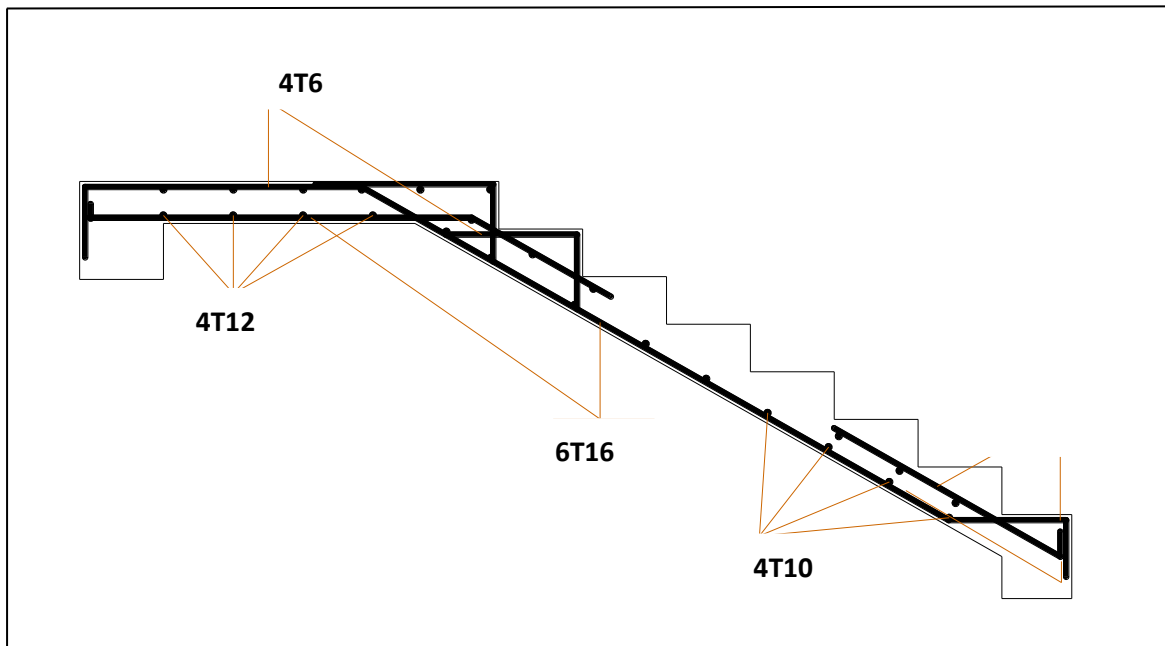
Et : $\bar{\tau} = \min [0.2 \cdot f_{c28} ; 5 \text{Mpa}] = 3.33 \text{Mpa}$ (la fissuration est peu préjudiciable).

$$\gamma b$$

D'où alors : $\tau_u = 2.864 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

Dessin de ferraillage de l'escalier



FigIV-4.13 schéma de ferraillage de l'escalier type RDC

IV.4.4 Poutre palière :

Etude de la poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

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

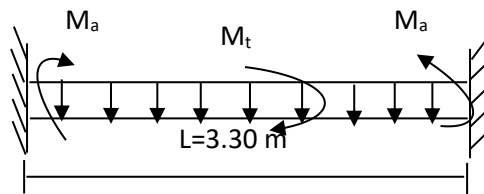


Figure.IV.14: La poutre palière.

IV.4.4.1 Pré dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifiée en considérant l'RAP 99/V 2003.

❖ Selon le CBA 93

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \end{cases}$$

$22 \leq h \leq 33 \text{ cm}$, on prend : **h = 35 cm**

- La largeur b de la poutre palière doit être

$$\begin{cases} 0.3h \leq b \leq 0.5h \\ 10.5 \leq b \leq 17.5, \text{ on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

❖ Selon l'RPA99/ V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 35 \dots \text{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier, } b = 30 \dots \text{CV} \\ h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc on choisie une section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 35$) cm²

IV.4.4.2 Calcul des sollicitations✓ **Sollicitation**

Poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $2.48 \times (4.08 - 2.89 - 0.4) = 1.959 \text{ KN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse : $R = q_u \text{ éq } l/2 = 35.81 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaisons de charges**

$q_u = 1.35G + R = 1.35 \times (2.625 + 1.959) + 35.81 \cdot 1.0 \Rightarrow q_u = 41.99 \text{ KN/ml}$

✓ **les moments**

Le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 57.15 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 48.58 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 17.14 \text{ KN.m}$

➤ **à l'ELS**✓ **Sollicitation**

Poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : = **2.80 KN/ml**

Réaction des paliers et paillasse : $R = 25.25 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaison de charge**

$q_s = G + R \Rightarrow q_s = 31.436 \text{ KN/ml}$

✓ **les moments**

Le moment isostatique e : $M_0=q_s.L^2/8= 42.78.66 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t= 0.85 M_0=36.35\text{KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a=0,30M_0=12.83 \text{ KN.m}$

IV.4.4.3 Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)

On utilise les formules suivantes :

$$\mu=M_s/b.d^2. f_{bc}$$

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

$$A_s=M_s/d \times \beta \times \sigma_s$$

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

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Section	b(cm))	d(cm)	M _u (KN.m)	A	β	A _s	A _{min} (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	32	36.35	0.102	0.959	3.30	1.195	3HA12=3.39
Appui	30	32	12.83	0.027	0.986	1.13	1.195	3HA8=1.51

TabIV.4.1: résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière. A l'ELS

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

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

$$A_s=M_u/d \times \beta \times \sigma_s$$

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

Section	b(cm))	d(cm)	M _u (KN.m)	A	β	A _s	A _{min} (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	32	48.58	0.138	0.944	4.47	1.195	3HA14=4.62
Appui	30	32	17.14	0.045	0.981	1.52	1.195	3HA10=2.36

Tableau IV-4.2 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière. A l'ELU

. Vérification à l'E.L.U

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{smin}=0,23.d.b(f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{min}= 1.195cm^2$$

$$A_{adopté} \geq A_{min} \dots\dots\dots CV$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2.f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa) = 3,33MPa$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = 41.99 \times \frac{3.30}{2} = 69.28KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.069MPa$$

$$\tau_u = 0.069MPa \leq \bar{\tau}_u=3.33MPa \dots\dots\dots CV$$

Vérification à l'E.L.S

✓ **Contrainte maximale du béton**

❖ **En travée : $\alpha=0,102$**

$$\gamma=M_u/M_{ser}=1.34$$

$$(\gamma-1)/2+ (f_{c28}/100) = 0,45$$

$$\alpha=0,102 \leq 0,42 \dots\dots\dots CV$$

❖ **Sur appui : $\alpha=0,034$**

$$\gamma=M_u/M_{ser}=1.34$$

$$(\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,42$$

$$\alpha=0,040 \leq 0,42 \dots\dots\dots CV$$

✓ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \rightarrow 0.106 \geq 0.085 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.30}{33 \times 30} = 0.003 \leq 0.01 \dots\dots\dots CV$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

✓ **Les armatures transversales**

➤ **Choix du diamètre**

On a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 10mm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm$

➤ **L'espaceur entre les cadres**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 29.7 \text{ cm} \quad ; \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.4MPa$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{F_e} = 0.75cm^2$$

Soit :

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2 \geq 0.75cm^2$$

➤ **L'espaceur d'après le BAEL91**

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40cm) = 28.8cm$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b} = 57.4cm$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 28.8cm$$

➤ **L'espaceur exigé par l'RPA**

❖ **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right) = 8.75cm$$

On adopte $S_t = 8cm$

❖ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5cm$$

On adopte $S_t = 15cm$

➤ **La section minimale des armatures selon l'RPA**

$$A_{t\min} = 0.003S_t, b = 0.003 \times 150 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < 2.01$$

IV.4.4.4 Calcul à la torsion

À l'état limite ultime (ELU) le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

La torsion, on prend seulement la partie creuse (Ω) qui égale à :

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

e : Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

D'où :

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le couple de torsion est : } M_t = C \frac{l}{2} = V_u \times 0.1 \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 3.161 \frac{3.30}{2} = 6.87 \text{ KN.m}$$

La contrainte tangente due au couple de torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{t\max}}{2\Omega b_0} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{36.35 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 300} \Rightarrow \tau_t = 0.80 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,069^2 + 0,80^2 = 0.644 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,09 \text{ MPa} \dots \dots \dots .cv$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec : } U : \text{ périmètre } \Omega$$

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

$$A_t = \frac{110 \times 36.35 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2$$

- Donc on prend 3HA12 avec $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{18.23 \times 10^6}{2 \times 11419 \times 348} = 0.0230 \text{ cm}$$

➤ **Armature transversale du à l'effort tranchant**

On à : $\tau_u = 0.069 \text{ MPA}$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0.9 \cdot f_e}$$

$K = 0.8$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0.30(0.069 - 0.3 \cdot 2.1 \cdot 0.8)}{0.9 \cdot 400} = \mathbf{0.0060 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_V + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0.0060 + 0.0230 = 0.03 \text{ cm}$$

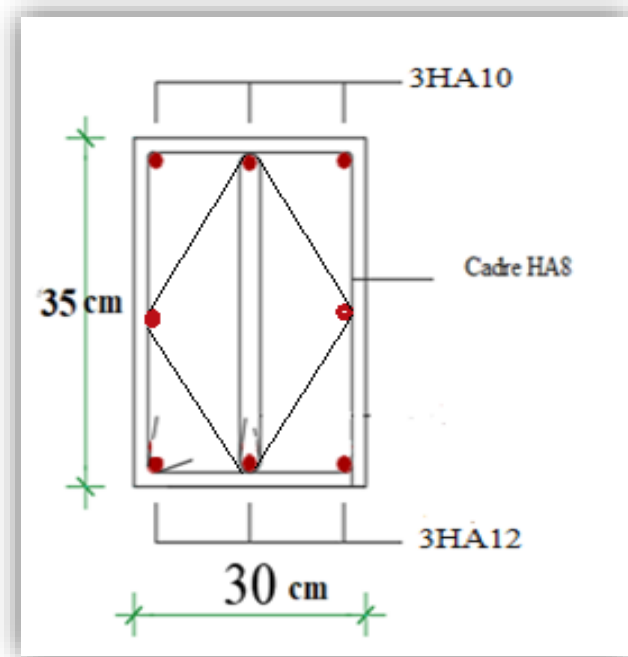
$$\frac{A_t}{S_t} = 0.03 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25cm donc : $A_t = 0.75 \text{ cm}^2$

Donc on prend 4HA8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.4.4.5 Schéma de ferrailage



FigIV.4.15: ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE

V) Introduction :

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'éléments finis existants actuellement. Pour cela nous nous servirons du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Pour utiliser ce logiciel, les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure, les charges statiques qui lui sont appliquées sont introduites préalablement en fichier de données. L'exécution du programme en première analyse, permet de nous informer du comportement de la structure ; des modes propres (translation ou torsion) et de leurs périodes.

Ceci nous permet d'introduire d'éventuels changements dans la structure porteuse, afin d'assurer un bon comportement vis à vis des accélérations sismiques et ainsi, satisfaire les exigences dictées par le RPA99/V2003, tout avant de passer au ferrailage des différents éléments de la structure.

Le bon comportement vis à vis des accélérations sismiques est lié particulièrement à la disposition des voiles dans la structure. Cette disposition a un effet déterminant sur la rigidité à la torsion du bâtiment ainsi que l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de masse.

Ainsi pour aboutir à une bonne disposition, on place à plusieurs reprises, des voiles et on détermine à chaque fois par le logiciel les différents modes propres de la structure et l'excentricité entre le centre de torsion et le centre masse. On choisit finalement la disposition pour laquelle les deux premiers modes sont des modes de translation (et non de torsion) et l'excentricité est la plus faible que possible.

V.1. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, On citera :

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

V.1.1 Méthode statique équivalente :**Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

V.1.2 Méthode d'analyse modale spectrale:**Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

V.1.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

V.2. Choix de la méthode de calcul :

Selon les critères de classification par RPA 99/V 2003 on a :

La zone sismique : (RPA page19)

Zone II_a (Sétif)

L'importance de l'ouvrage : (RPA page22)

Groupe 2 ouvrages courant ou d'importance moyenne. (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (groupe d'usage 2 : $H=42,28\text{m} > 23\text{m}$), donc le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

V.3. Modélisation de la structure: (RPA page 44)

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Pour notre projet :

La structure étudiée présente une régularité en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

V.4. Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014:

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A).

Son objectif est de résoudre une équation différentielle de second ordre :

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = \{F(t)\}$$

Où :

$\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{U\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations, le vecteur des vitesses et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[C]$: représente la matrice d'amortissement.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

$\{F(t)\}$: représente le spectre de réponse.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

V.4.1 facteur d'amplification dynamique moyen :

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7.

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi=5\%$.

η : coefficient de correction d'amortissement : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage.

V.4.2 Calcul de l'action sismique :

Le calcul du force sismique totale V appliquée à la base de la structure $V = \frac{ADQ}{R}W$

Est-ce fait par la méthode statique équivalente (qu'il n'est pas valable dans ce cas), et cela pour vérifier la condition de la méthode dynamique : $F > 0,8 V$ (F : la force sismique à la base).

V.4.2.1 Coefficient d'accélération de zone :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \rightarrow A = 0.15 \text{ (Tab 4.1 Art 4.2.3) Du RPA99/V2003.}$

V.4.2.2 Coefficient de comportement R :

Selon le RPA (tableau 4.3) : Mixte portiques/voiles avec interaction : R=5

V.4.2.3 Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure on fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non,

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau qui suit :

Critère de qualité q	P _q		
	OBSERVE	n. OBSERVE	valeur
Condition minimale sur les files de contreventement	x		0
Redondance en plan	x		0
Régularité en plan	x		0
Régularité en élévation	x		0
Contrôle de la qualité des matériaux		x	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	x		0

Tab.V-1 : Les valeurs des pénalités. (RPA)

$$\sum_{i=1}^6 P_q = 0,05 \Rightarrow Q = 1,05.$$

Classification du site : Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme. Donc **catégorie S₂**.

Valeur de T₂ : (RPA tableau 4.7)

$$T_2 = 0,40 \text{ sec.}$$

Estimation de la période fondamentale :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$$T = 0,05(19,38)^{3/4} \quad (C_t = 0,05 ; \text{contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé}).$$

$$T = 0,46 \text{ sec}$$

Les valeurs obtenues par les formules empiriques doivent être majorée par 30%

$$(RPA \text{ Page } 43) \Rightarrow T = 0,598 \text{ sec}$$

$$\text{On a : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \Rightarrow \eta = 0,882 \geq 0,7$$

$\xi = 7\%$ pour un contreventement par voiles

On constate :

$$D = 2,5 \times 0,882 (0,4/0,598)^{2/3} \quad T_2 = 0,40s \leq T = 0,598s \leq 3,0s$$

$$\Rightarrow D = 1,691.$$

Poids de la structure existante :

W : poids total de la structure égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

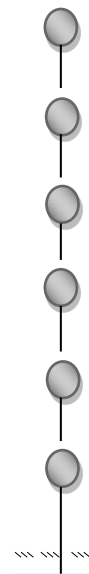
W_{Qi} : charge d’exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d’habitation et bureautique) $\beta = 0,20$.

Les poids de chaque étage :

Les étages	W_i (KN)
5 ^{ème} étage	2185.20
4 ^{ème} étage	2285.19
3 ^{ème} étage	2461.42
2 ^{ème} étage	2192.60
1 ^{er} étage	2470.68
RDC	2730.28
$\Sigma W_i =$	14325.37



Tab.V-2 : Participation des masses modales

Donc l'effort sismique obtenu par la méthode statique équivalent sera :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.123 \times 1.05}{5} \times 14325.37 = 506.75 \text{ KN}$$

V.4.3 Méthode dynamique modale spectrale:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4.3.1 Spectre de réponse de calcul:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

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

A: coefficient d'accélération de zone (RPA tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (RPA tableau4.2)

R: coefficient de comportement de la structure (RPA tableau 4.3)

T_1, T_2 : périodes caractéristique associées à la catégorie de site (RPA tableau 4.7)

Q: facteur de qualité (RPA tableau4.4).

V.4.3.2 Résultats trouvées par logiciel ETABS 9.2 :**- Action sismique dans les deux sens:**

$$V_x = 2086,48 \text{ KN}$$

$$V_y = 2067,52 \text{ KN}$$

V.4.3.3 Les modes :

Mode	Période [sec]	Masses cumulees UX [%]	Masses cumulees UY [%]
1	0,57	0,06	74,58
2	0,56	74,54	74,64
3	0,46	74,55	74,65
4	0,17	74,56	89,53
5	0,16	90,74	89,54
6	0,14	90,75	89,55
7	0,14	90,76	89,74
8	0,14	90,76	90,58
9	0,14	90,76	90,99
10	0,13	90,76	91

Tab.V-3 : Valeurs des modes

V.4.3.4 Centre de masse et centre de torsion:

Diaphragme	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
	X _m (m)	Y _m (m)	X _T (m)	Y _T (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	9,97	4,34	0,03	4,01	9,94	0,33
2	10,35	4,51	0,03	4,14	10,32	0,37
3	9,84	4,34	0,03	4,14	9,81	0,2
4	10,17	4,42	10,03	4,14	0,14	0,28
5	10,10	4,42	10,03	4,14	0,07	0,28
6	10,00	4,25	10,03	4,17	0,03	0,08

*Tab.V-4. : Centres des masses et de rigidités***V.4.3.5 5-Vérification par la méthode dynamique spectrale****JUSTIFICATION DE LA SECURITE**

Les règlements parasismiques 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 dimensionnement appropriés. Le règlement parasismique Algérien « RPA 99/ V 2003 » définit les règles ainsi que les dispositions constructives, pour mener à bon terme une bonne étude de génie civil et afin que notre structure soit parfaitement parasismique conformément aux normes en vigueur applicable en Algérie, les vérifications suivantes doivent être justifiées:

1. Vérifications de la période fondamentale (ART :4.2.4 RPA p32)
2. Vérifications du coefficient de participation de masse (N^{bre} de mode à considérer)
ART :4 .3.4 p32
3. Effort tranchant a la base ART4.3.6 P32
4. L'excentricité théorique et accidentelle 5%
5. Vérifications du déplacement ART4.4.3 P33
6. Vérifications du renversement
7. L'effet p-Δ
8. Vérifications du système de CV (R=5, R=4 ou R=3.5)
9. Vérifications spécifique pour les poteaux (v≤0.3)

10. Indépendance des modes

V.5. Vérification des périodes fondamentales :

L'analyse dynamique de la structure nous a conduit que :

- Une période fondamentale : $T=0,598s$ (RPA article 4.2.4).
 - Le 1^{er} mode est un mode de translation $T_1=0,57s < T=0,598s$
 - Le 2^{ème} mode est un mode de translation $T_2=0,40 s < T=0,598s$
 - Le 3^{ème} mode est un mode de torsion $T_3=0,37s < T=0,598s$
- } condition est vérifiée.

V.5.1 Vérifications du coefficient de participation de masse :

La participation massique des 3 premiers modes est de:

$$\left. \begin{array}{l} 97,61\% \text{ sur le sens } X > 90\% \\ 98,81\% \text{ sur le sens } Y > 90\% \end{array} \right\} c.vérifier$$

V.5.2 Vérification effort tranchant à la base:

La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques V déterminées par la méthode statique équivalents. (RPA99.articlé 4.3.6)

$$\left. \begin{array}{l} V_x > 0,8 \cdot v \Rightarrow V_x = 1669,18 > 0,8 \times v = 839,78 \text{KN} \\ V_y > 0,8 \cdot v \Rightarrow V_y = 1654,16 > 0,8 \times v = 849,53 \text{KN} \end{array} \right\} \text{Le condition verifier}$$

V.5.3 Vérification de l'excentricité :

Calcul de L'excentricité accidentelle :

$$\text{(RPA99/V2003 Article (4.3.7)) : } e_{acc} = 0,05l$$

On a une régularité en plan et en élévation donc l'excentricité est la même dans tous les niveaux.

Sous-sol+RDC+Etage courants :

$$\text{Sens } Y : e_{acc} = 0,05 \times 8,95 = 0,44 \text{m ;}$$

$$\text{Sens } X : e_{acc} = 0,05 \times 20,40 = 1,02 \text{ m.}$$

Donc l'excentricité accidentelle est : $(e_{y1}, e_{x1}) = (0,44m ; 1,04m)$.

Les excentricités de tous les étages sont inférieure de l'excentricité accidentelle \Rightarrow CV

V.5.4 Vérification des déplacements :

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau " K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement (R= 5)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

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

- ETAGE COURANT et sous-sol : $1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306m$

- RDC : $1\% \times H = 0,01 \times 4,08 = 0,0408m$

Sens longitudinal :

Etage	U_x (cm)	δ_{kx} (cm)	Δ_{kx} (cm)	1% H ($\bar{\Delta}$) (cm)	vérification
5	7,4	33,5	2,5	0,0306	OK
4	6,2	31,0	6,5	0,0306	OK
3	4,9	24,5	6,5	0,0306	OK
2	3,6	18	7	0,0306	OK
1	2,2	11	6	0,0306	OK
RDC	1,0	5	5	0,0408	OK

Tab.V-5: Valeurs des déformations calculées et admissibles [cm].

Sens transversal :

Etage	U_y (cm)	δ_{ky} (cm)	Δ_{ky} (cm)	1%H ($\bar{\Delta}$)(cm)	vérification
5	7,4	37	6	0,0306	OK
4	6,2	31	6,5	0,0306	OK
3	4,9	24,5	6,5	0,0306	OK
2	3,6	18	7,6	0,0306	OK
1	2,2	10,4	5,4	0,0306	OK
RDC	1,0	5	5	0,0408	OK

Tab. V-6: Valeurs des déformations calculées et admissibles [cm].

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

V.5.5 Vérification à la stabilité au renversement :

M_r : moment renversant obtenu directement de l'analyse via le 'ETABS'.

M_s : moment stabilisant.

$M_s = W.L/2$ W = poids du bâtiment.

- **Sens longitudinal :** (dans le sens des X)

$$M_r = M_0 + F_x \times Z \Rightarrow M_r = 28,93 + 2086,48 \times 19,38 = 40464,912 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 40464,91 \text{ KN.m ;}$$

$$M_s = 64106,12 \text{ KN.m.}$$

$$M_s/M_r = 1,58 > 1,5 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Sens transversal :** (dans le sens des Y).

$$M_r = M_0 + F_y \times Z \Rightarrow M_r = 63,67 + 2067,52 \times 19,38 = 40132,20 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 40132,20 \text{ KN.m ;}$$

$$M_s = 146118,97 \text{ KN.m.}$$

$$M_s/M_r = 3,55 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

V.5.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'

V_k : effort tranchant d'étage au niveau 'K' ;

Δ_k : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' ;

h_k : hauteur d'étage 'K'. verifie

ETAGE	P _K (KN)	V _{KX} (KN)	V _{KY} (KN)	Δ _{KX}	Δ _{KY}	H _K (CM)	Θ _X	Θ _Y
5	2185,20	603,88	603,38	2,5	6	306	0,029	0,071
4	2285,19	1102,33	1466,78	6,5	6,5	306	0,044	0,033
3	2461,62	1481,42	1730,54	6,5	6,5	306	0,035	0,030
2	2192,60	1745,80	1085,69	7	7,6	306	0,028	0,050
1	2470,68	1965,88	1947,30	6	5,4	306	0,024	0,022
RDC	2730,28	2086,48	2067,52	5	5	408	0,021	0,021

Tab. V-7 : vérification à l'effet P-Δ sens (x-x) (y-y).

Toutes les valeurs θ < 0.10 dans les deux sens.

Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés.

V.5.7 Vérifications du système de CV :

D'après RPA 99 V 2003 (page 30-31) on n'est pas besoin de vérifie le système de contreventement car la hauteur est supérieure de 33m.

V.5.8 Vérifications spécifique pour les poteaux (v≤0.3) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

Poteau rectangulaire (35X35) :

$$v = \frac{1385,49}{0,55 \cdot 0,55 \cdot 25 \cdot 10^3} = 0,18 \leq 0,30 \dots\dots CV$$

V.5.9 Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

Choix de disposition des voiles :

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre maximal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

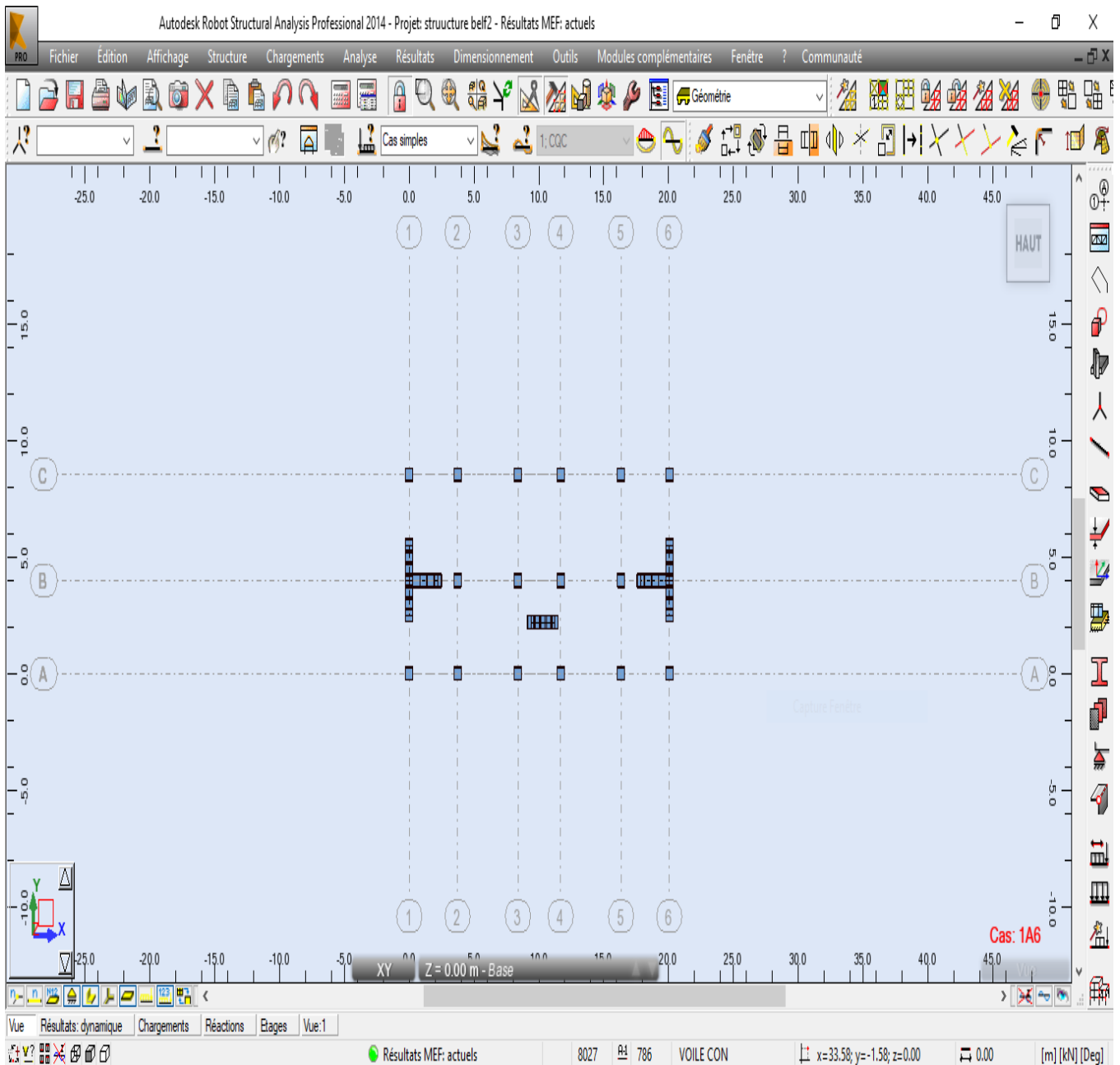


Fig.V-1 : la disposition des murs voiles

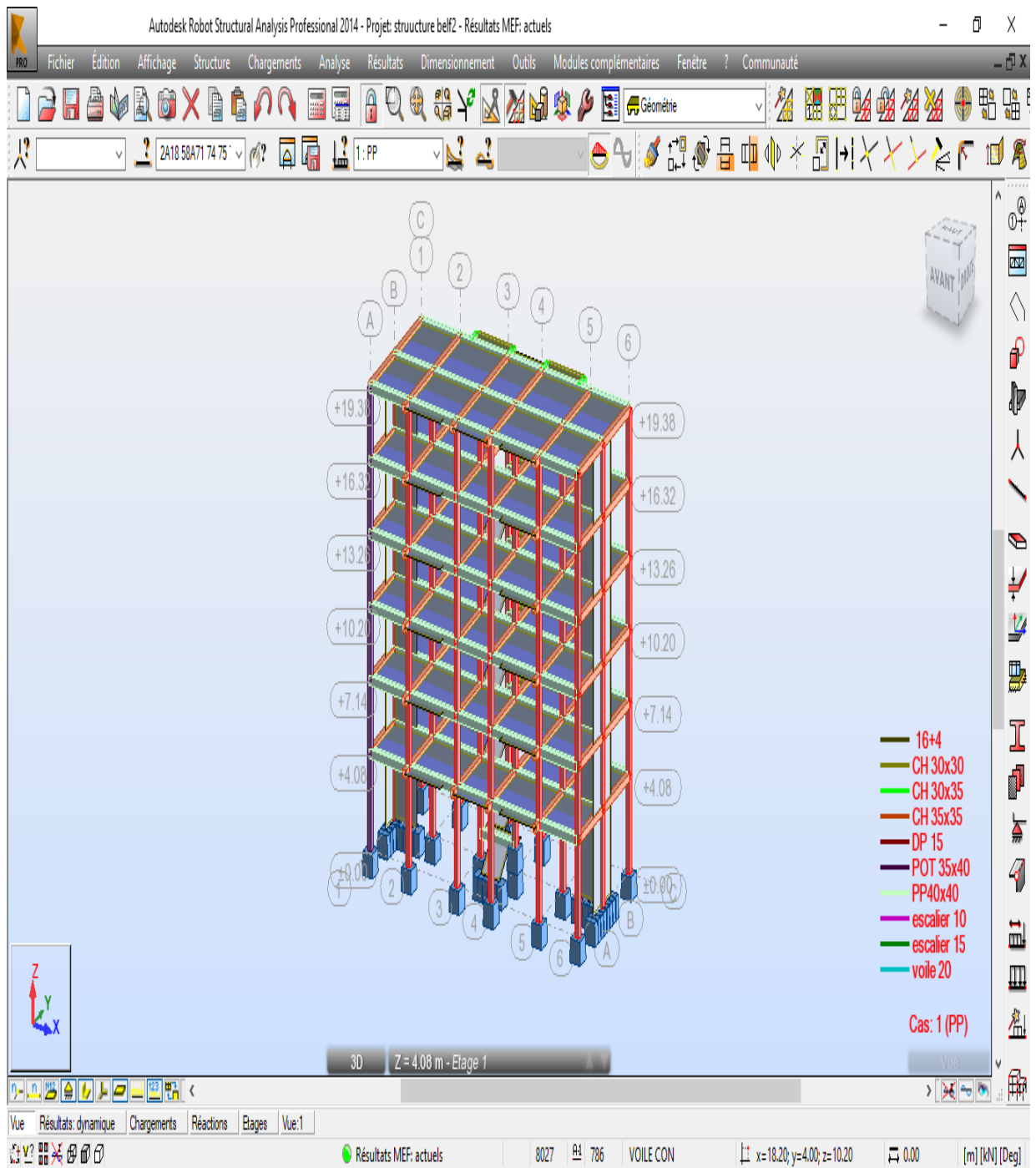
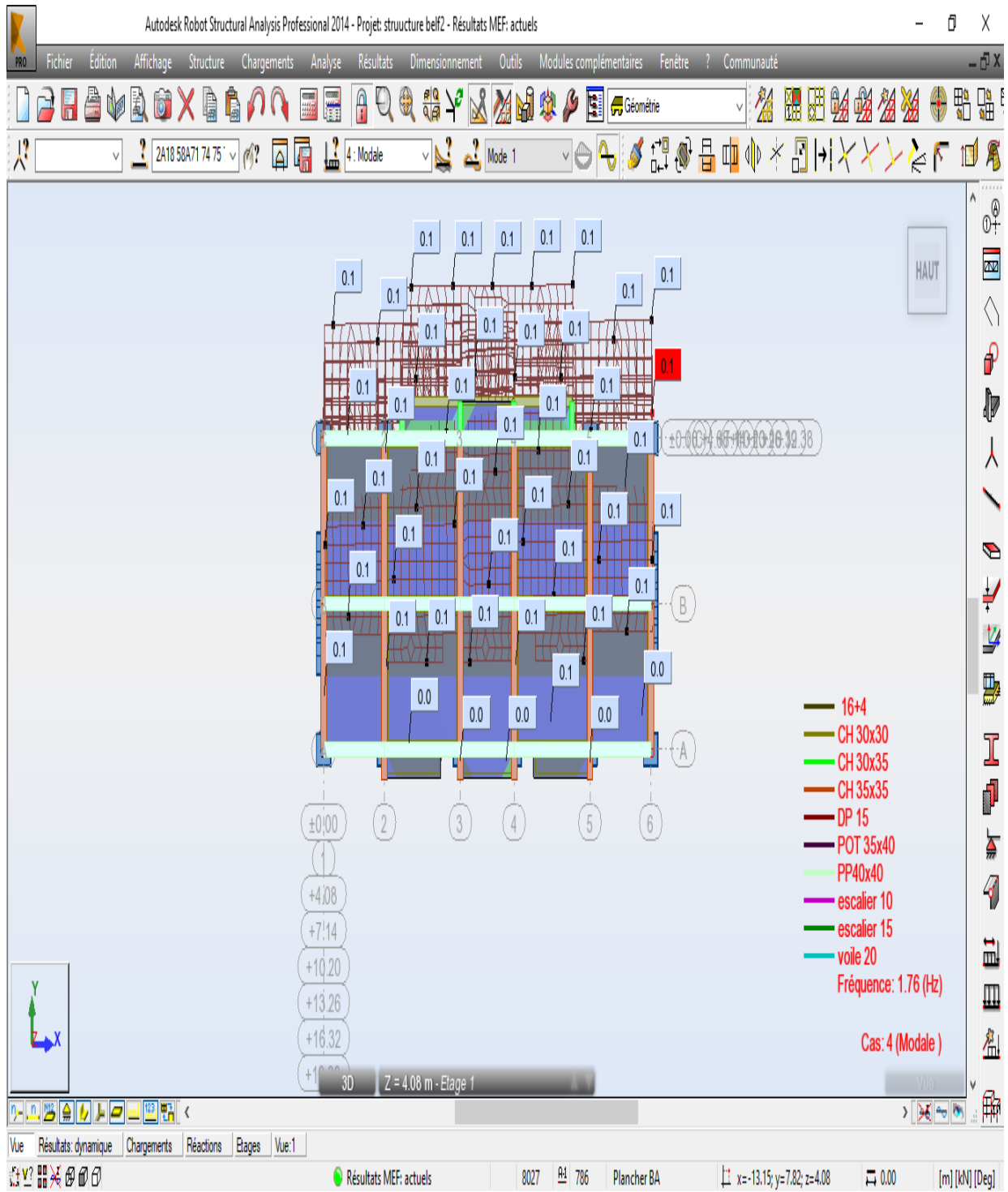


Fig.V-2 : présentation de la structure

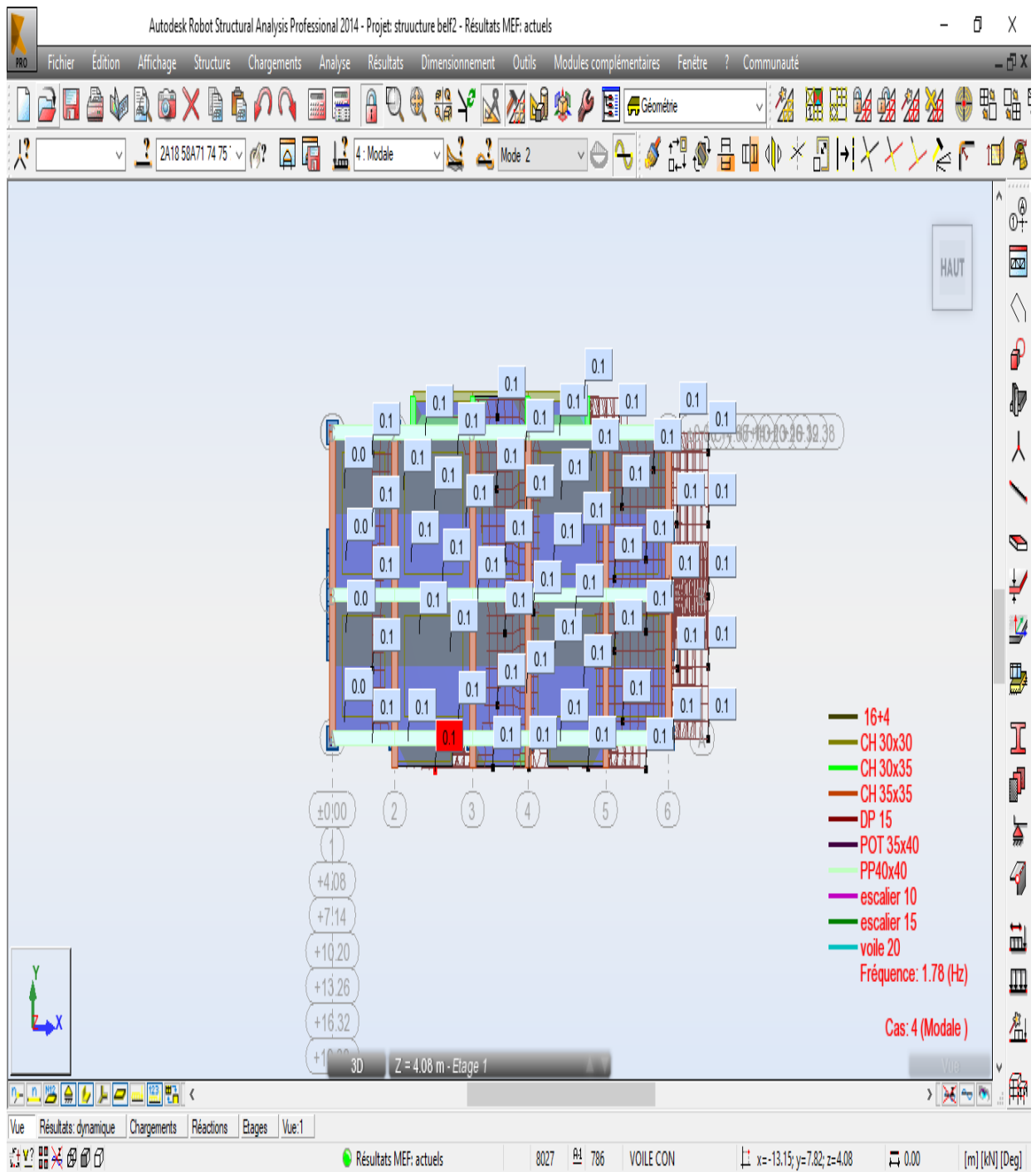
Après l'exécution de notre analyse on présente les trois premiers modes :

1^{er} Période de T=0,57s



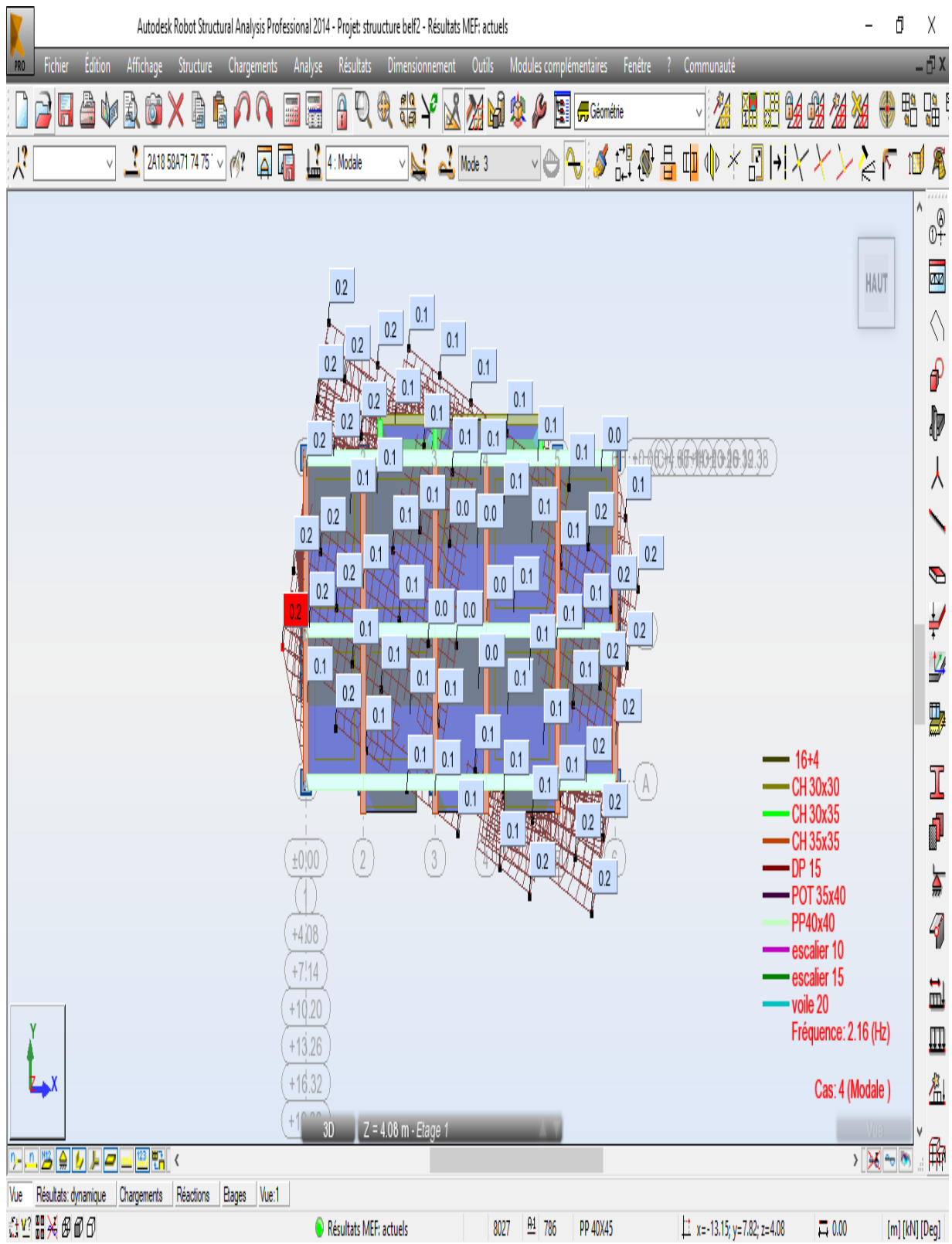
FigV-3 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts niveau terrasse X-Y(résultat de Robot)

2^{er} Période de T=0,56s



FigV-4 : 2^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts niveau terrasse X-Y
(résultat de Robot)

3^{er} Période de T=0,46s



FigV-5 : 3^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts niveau terrasse X-Y (résultat de Robot)

V.6. Conclusion :

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Les tableaux dans l'annexe nous donnent les résultats adoptés par l'ETABS 9.2, ces résultats sont les différentes sollicitations des éléments principaux de la structure, on les utilise pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES

ELEMENTS PRINCIPAUX

VI.1 Les poteaux :**VI.1.1 Introduction**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

VI.1.2 Aspect réglementaire

- **Les combinaisons accidentelles**

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont : **E.L.A**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + EX \\ G + Q + EY \\ 0.8 G \pm EX \\ 0.8 G \pm EY \end{array} \right.$$

- **Les combinaisons fondamentales**

Suivant le BAEL

$$E.L.U : 1,35G + 1,5 Q$$

$$E.L.S : G + Q$$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc quatre cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$;
- 2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 3^{ème} cas : $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 4^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$.

▪ Armatures longitudinales

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12mm.

* Armatures minimales : 0.7% en zone I ;

* Armatures maximales : $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I ;

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

▪ Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_c}$$

Avec

- V_u : effort tranchant de calcul;

- h_L : hauteur totale de la section brute;

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux - dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.

- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b} \text{ En \% et est donnée comme suit :}$$

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limitent précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

h et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

VI.1.3 Les sollicitations

✓ Poteaux (35×40)

CAS	efforts	ELU	ELA	ELS
Cas 1	N_{max} [KN]	1390,64	1428,02	1009,74
	M_{Ycor} [KN.m]	6,18	66,14	4,46
	M_{Zcor} [KN.m]	3,67	12,65	2,69
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	59,01	132,94	42,90
	M_{Ycor} [KN.m]	2,88	1,37	2,05
	N_{cor} [KN]	120,58	728,88	88,42
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	36,78	165,19	26,87
	M_{Zcor} [KN.m]	0,53	0,02	0,38
	N_{cor} [KN]	7,55	60,87	5,46
Cas 4	N_{min} [KN]	43,46	599,84	31,44
	M_{Zcor} [KN.m]	3,85	44,69	2,78
	M_{Ycor} [KN.m]	72,26	0,58	52,28

Tableau VI.1 : Sollicitations des poteaux (35×40).

VI.1.4 Exemple de calcul**✓ Etat limite de stabilité de forme**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec

e_1 : excentricité du premier ordre ;

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

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau;

l_f : longueur de flambement du poteau;

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement;

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1;

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

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas ELU : 1,35G+1,5Q :

$$N_{max} = 1390,64 \text{ KN}; M_{corr} = 6,18 \text{ KN.m}; M_{ser} = 4,46 \text{ KN.m}$$

*** Calcul de L'excentricité**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{6,18}{1390,64} = 0,004 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right) = \max(2 ; 1,224)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{6,18}{1,5 \times 4,46}\right)$$

$$\alpha = 0,76;$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,4}(2 + 0,76 \times 2)$$

$$e_2 = 0,011$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,035 \text{ m}$$

*** Calcul de coefficient de remplissage ψ**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1390,64 \times 10^3}{350 \times 400 \times 14,2} = 0,69$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0,81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

* Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.69}}{15.39} = 0.119$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.119 \times 0.40 = 0.0476$$

$$e = 0.035m < e_{Nc} = 0.076 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$e < e_{Nc}$: Section entièrement comprimée.

$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2$ x périmètre de la section.

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.35 + 0.40) \times 2] = \mathbf{6\text{cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{35 \times 40}{1000}; 35 \times 40 \frac{2.1}{400} \right\} \quad \text{Suivant le RPA :}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{ 1.4\text{cm}^2; 7.35\text{cm}^2 \}$$

$$A_{s,\min} \geq 7.35\text{cm}^2$$

- **Armatures maximales**

* **en zone courante**

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

* **en zone de recouvrement**

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} = 0,7\% \times (b \cdot h) = 0,007 \times 35 \times 40 = 9,8 \text{ cm}^2$$

- * **Choix des armatures**

$$A_s \geq A_{s\min} = 9,8 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 8HA14 = 12,31 \text{ cm}^2$

- **Vérification vis -à vis de l'état limite de service**

- **Contrainte maximale de compression de béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,004 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{\text{totale}} = 35 \times 40 + 15 \times 12,31 \Rightarrow S = 3246,5 \text{ Cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -0,90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 255607,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{sup}} = 3,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 2,41 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 3,84 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Calcul des armatures transversales**

$$L_f = 0,7 \times 3,4 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{238}{50} = 4,76 < 5$$

$$\text{donc: } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\text{min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\text{min}} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(18; 40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$t \leq 18\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

– Suivant le RPA :

*** Zone nodale**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\text{min}}; 15\text{cm})$$

$$\phi_L^{\text{min}} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(12; 15\text{cm})$$

$$t \leq 12\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

*** Zone courante**

$$t' \leq 15\phi_L^{\text{min}}$$

$$t' \leq 18\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

- Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\max}}}{3} = \frac{16}{3} = 5,3 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

- Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 37,32 \times 0,1}{40 \times 400} \times 10^{-2} = 0,087 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,35 > 5$$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b_1$$

On a :

$$A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 1,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux

✓ Poteaux (35×40)

CAS	A_{cal} (cm ²)	$A_{min RPA}$ (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$	Longueur de Rec (cm)
CAS1	8	9,8	8HA14	12,31	HA14 : (60 cm)
CAS2	0	9,8	8HA14	12,31	HA14 : (60 cm)
CAS3	0	9,8	8HA14	12,31	HA14 : (60 cm)
CAS4	8	9,8	8HA14	12,31	HA14 : (60 cm)

Tableau VI.2 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (35×40).

– Vérification à l'ELS

Cas	N_{ser}	M_{ser}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$
1	1009,74	4,46	3.84	15
2	88,42	2,05	1.67	15
3	5,46	26,87	2.68	15
4	31,44	52,88	0.69	15

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes des poteaux (35×40).

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{37,32}{0,35 \times 0,36} = 0.296 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort normal**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{1009,74}{1400 \times 25} = 0,28 \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VI.1.5 Schéma de ferrailage

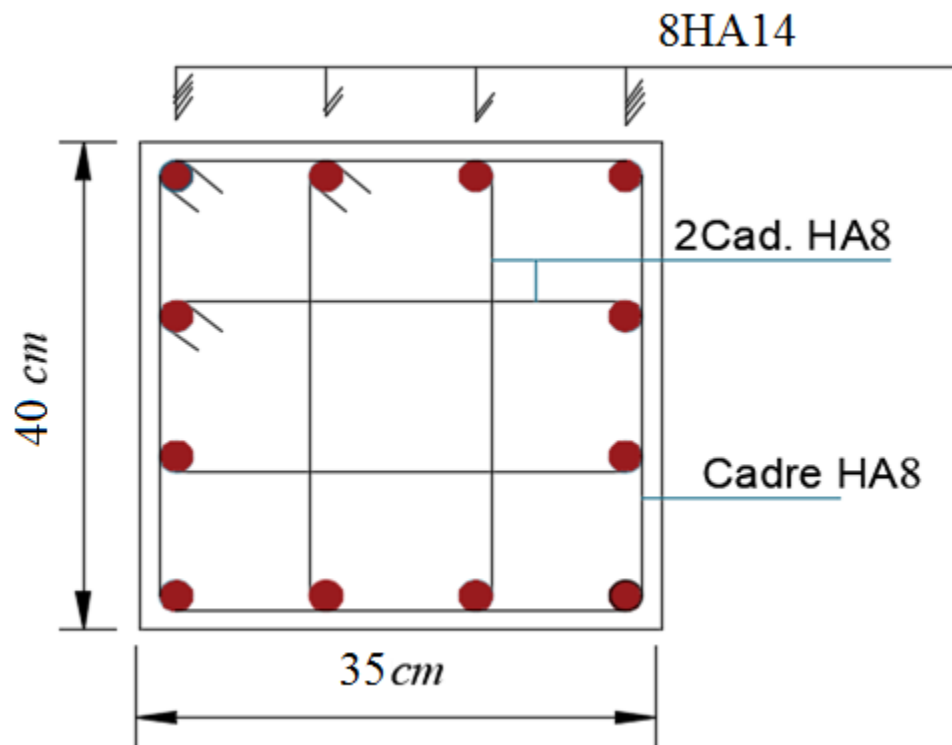


Fig.VI.1 : Ferrailage des poteaux (35×40).

VI.2 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel " **Autodesk Robot Structural Analysis 2014** ", qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

$$-GQEx : G + Q \mp Ex ;$$

$$-GQEy : G + Q \mp Ey ;$$

$$-0.8GEx : 0,8G \mp Ex ;$$

$$-0.8GEy : 0,8G \mp Ey ;$$

$$-ELU : 1,35G + 1.5Q ;$$

$$-ELS : G + Q.$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (40×40) ;
- ✓ Poutres secondaires (35× 40).

VI.2.1 Recommandation du RPA99/2003

✓ Armatures longitudinales [90]

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section. $A_{rmin} = 0,005 \cdot S \cdot b$;

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante ;
 - 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.

✓ Armatures transversales [91]

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre ;

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{\min})$ en zone nodale ;
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

Φ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers Comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues [92]}$$

VI.2.2 Sollicitations de calculs V

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	$M_{max} [kN.m]$	79.56	51.85	20.69	14.74
	ELS	$M_{max} [kN.m]$	57.64	37.84	15.0.5	10.70
	Accidentelle	$M_{max} [KN.m]$	82.44	41.91	55.39	23.34
	<i>Effort tranchant T [kN]</i>			118.46		35.69

Tab.VI.4 : Sollicitations des poutres.

VI.2.3 Poutre Principale

VI.2.3.1 Exemple de calcul

- Armatures longitudinales

Suivant le RPA

$$\text{-Poutres principales : } A'_{\min} = 0.005 \times 40 \times 40 = 8.00 \text{ cm}^2$$

Suivant le BAEL

-Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 40 \times 36 = 1.73 \text{ cm}^2$$

- ✓ En travée:

- ELU

$$M_{u,t} = 51.85 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{51.85 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 40 \cdot (36)^2} = 0.070$$

$$\mu = 0.070 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.090$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.963$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{51.85 \cdot 10^3}{348 \cdot 0.963 \cdot 36} = 4.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

- ELA

$$M_{acc,t} = 41.91 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{41.91 \cdot 10^3}{18.5 \cdot 40 \cdot (36)^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{41.91 \times 10^3}{400 \times 0.978 \times 36} = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appuis**

▪ **ELU**

$$Mu.t = 79.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{79.56 \times 10^3}{14.2 \times 40 \times (36)^2} = 0.108$$

$$\mu = 0.108 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.143$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.942$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{79.56 \times 10^3}{348 \times 0.942 \times 36} = 6.74 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

▪ **ELA**

$$M_{acc.t} = 82.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{82.44 \times 10^3}{18.5 \times 40 \times (36)^2} = 0.085$$

$$\mu = 0.085 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.111$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.955$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{82.44 \times 10^3}{400 \times 0.955 \times 36} = 5.99 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

▪ **ELS**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	A	M_u	M_{ser}	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.090	51.85	37.84	1.37	0.435	CV
Appui	0.143	79.56	57.64	1.38	0.440	CV

Tableau VI.5: Récapitulatif de vérification.

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_l = 6.79cm^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(118.46 + \frac{79.56}{32.4} \right) = 0.34cm^2 \dots\dots\dots cv$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{118.46 \times 1000}{300 \times 360} = 1.09MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$\tau_u = 1.09MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t **✓ Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.2\right) = 1.2\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400

$$4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2$$

✓ L'espace des armatures transversales

$$* \text{ Zone nodale : } \delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 10\text{cm}$$

$$* \text{ Zone courante : } \delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 20\text{cm}$$

Donc

- $\delta_t = 20\text{cm}$ en zone courante ;
- $\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale.

- Vérification des armatures transversales*** Zone nodale**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 40 \cdot 10 = 1.2\text{cm}^2$$

*** Zone courante**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 40 \cdot 20 = 2.4\text{cm}^2$$

- Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40\phi$ en zone II

$L_r > 40 \times 12 = 48\text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50\text{ cm}$**

$L_r > 40 \times 12 = 48\text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50\text{ cm}$**

Remarque

étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferraillage est les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferraillage.

Tableau Récapitulatif

➤ **ELU**

Type des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisis	A_{cor} [cm ²]	L_r cm
		BAEL	RPA	Etage	Etage	Etage	
Poutres principales	Travée	1.36	6.00	4.29	6HA12	6.78	50
	Appui	1.36	6.00	6.74	6HA12	6.78	50

TabVI.6: Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		A	M_u	M_{ser}	$\bar{\alpha}$	Condition
		Etage	Etage	Etage	Etage	
Poutres principales	Travée	0.090	51.85	37.84	0.435	CV
	Appui	0.143	79.56	57.64	0.440	CV

Tab.VI.7: Récapitulatif de vérification à ELS.

VI.2.4 Poutre secondaire

VI.2.4.1 Exemple de calcul

- Armatures longitudinales

Suivant le RPA

$$\text{-Poutres secondaires : } A'_{\min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7.00 \text{ cm}^2$$

Suivant le BAEL

-Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 35 \times 36 = 1.52 \text{ cm}^2$$

- ✓ En travée:

- ELU

$$M_{u,t} = 14.74 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t''}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.74 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 35 \cdot (36)^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.027$$

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

$$A_{cal}^t = \frac{M_t''}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14.74 \times 10^3}{348 \times 0.988 \times 36} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- ELA

$$M_{acc,t} = 23.34 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{23.34 \cdot 10^3}{18.5 \times 35 \times (36)^2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

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

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{23.34 \times 10^3}{400 \times 0.986 \times 36} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appuis**

▪ **ELU**

$$M_{u,t} = 20.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{20.69 \times 10^3}{14.2 \times 35 \times (36)^2} = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.040$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.984$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{20.69 \times 10^3}{348 \times 0.984 \times 36} = 1.67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

▪ **ELA**

$$M_{acc,t} = 55.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55.39 \times 10^3}{18.5 \times 35 \times (36)^2} = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.085$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.966$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55.39 \times 10^3}{400 \times 0.966 \times 36} = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

▪ **ELS**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	α	M_u	M_{ser}	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
<i>Travée</i>	0.022	14.74	10.70	1.37	0.435	CV
<i>Appui</i>	0.040	20.69	15.05	1.37	0.435	CV

Tab.VI.8: Récapitulatif de vérification.

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ **On doit vérifier que :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 12.06 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(35.69 + \frac{20.69}{36} \right) = 0.10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{35.69 \times 1000}{350 \times 360} = 0.28 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t

✓ **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.2\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

$$4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ *L'espacement des armatures transversales*

$$\text{* Zone nodale : } \delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{* Zone courante : } \delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

- $\delta_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante ;

- $\delta_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

- *Vérification des armatures transversales*

*** Zone nodale**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 35 \cdot 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

*** Zone courante**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 35 \cdot 20 = 2.10 \text{ cm}^2$$

- *Les longueurs de recouvrement*

$L_r > 40\phi$ en zone II

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50 \text{ cm}$**

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50 \text{ cm}$**

Remarque

étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau Récapitulatif

➤ ELU

Type des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]	Barres choisis	A_{cor} [cm ²]	L_r Cm
		BAEL	RPA	Etage	Etage	Etage	Etage	
Poutres secondaire	Travée	1.36	6.00	1.64	6.00	5HA12	5.65	50
	Appui	1.36	6.00	3.98	6.00	5HA12	5.65	50

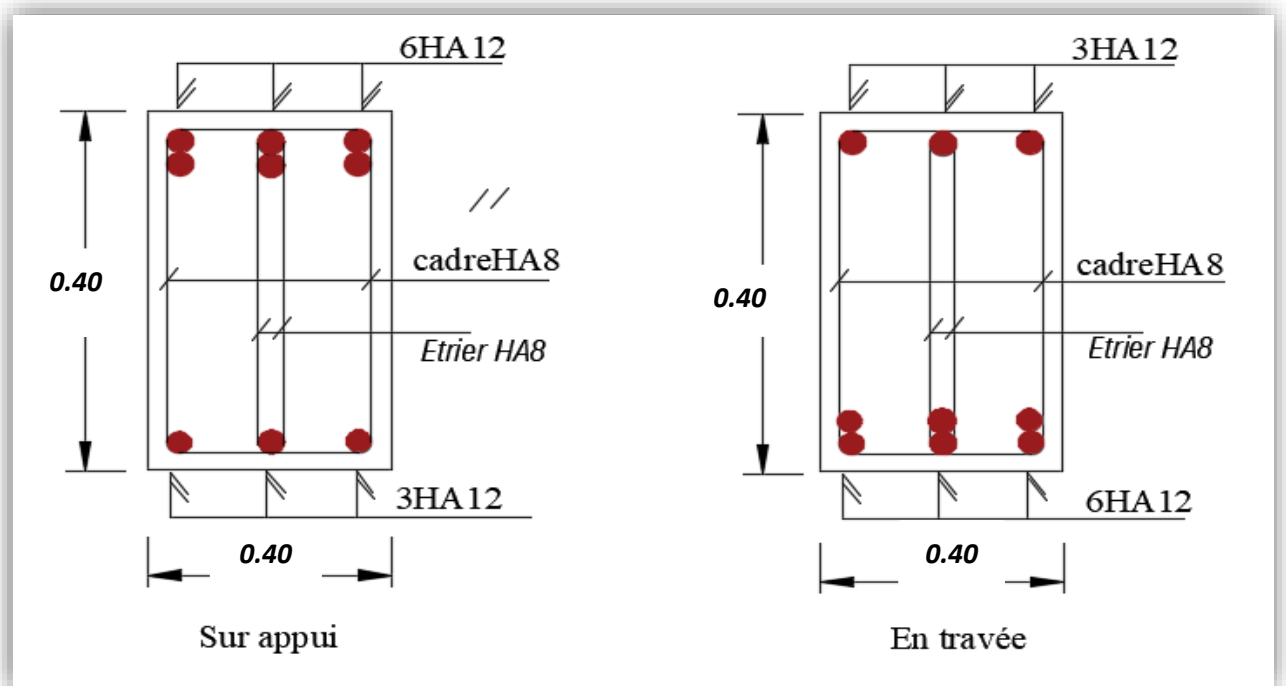
Tab.VI. 9: Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		A	M_u	M_{ser}	$\bar{\alpha}$	Condition
		Etage	Etage	Etage	Etage	
Poutres secondaire	Travée	0.027	14.74	10.70	0.435	CV
	Appui	0.040	20.69	15.05	0.435	CV

Tab.VI. 10: Récapitulatif de vérification à ELS.

VI.2.5 Schéma de ferraillage structure (Terrasse & Etage)

VI.2.5.1 Poutres Principales



FigVI.2.1 : Ferraillage de poutre principale.

VI.2.5.2 Poutres secondaires

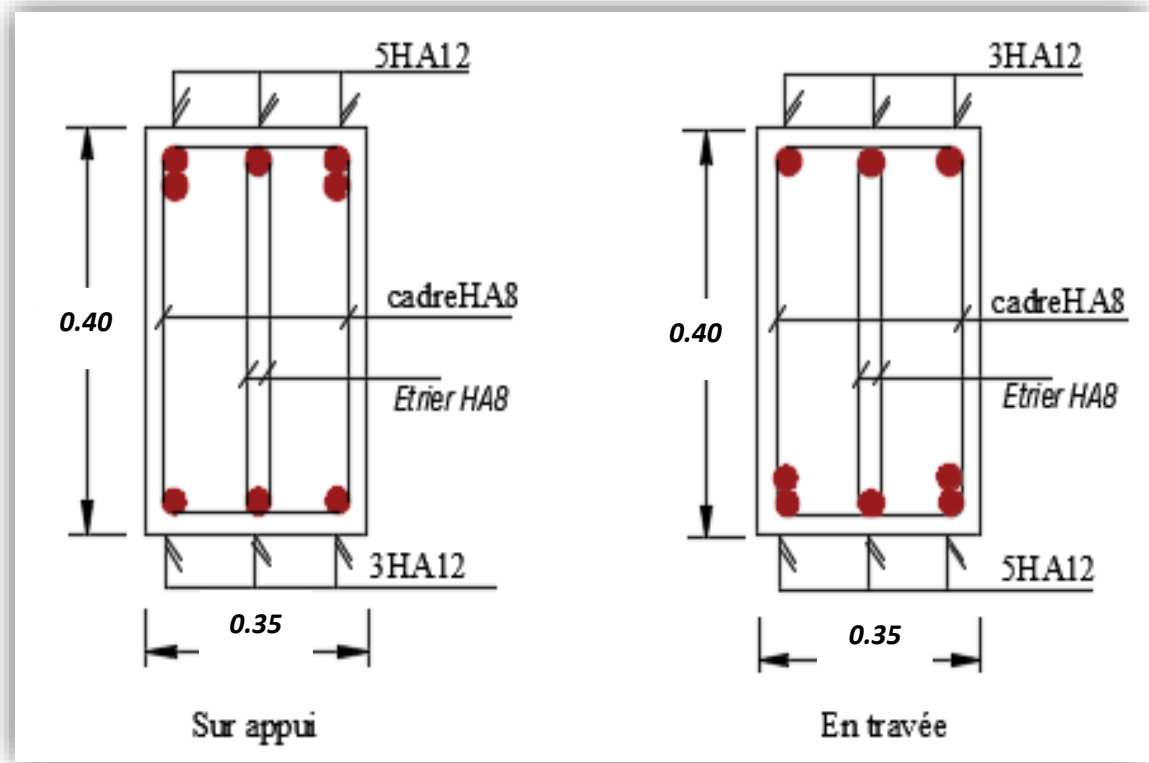


Figure VI.2.1 : Ferraillage de poutre secondaire.

VI.3 Les voiles

VI.3.1 Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales;
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

VI.3.2 Recommandation du RPA99/2003**a. Armatures verticales [98]**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue;

e : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d. Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1V/f_e$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min}=0.15\%(b \times h)$ → Globalement dans la section du voile ;

$A_{\min}=0.10\%(b \times h)$ → En zone courante.

❖ L'espacement

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m².

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ Longueurs de recouvrement

- 40∅: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible ;
- 20∅: Pour les barres situées dans.

VI.3.3 Les sollicitations

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- **Cas 1** : N min – M correspondant;
- **Cas 2** : N max – M correspondant;
- **Cas 3** : M max – N correspondant.

VI.3.4 Système voile :

sens X-X						
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr	
	N	M	N	M	M	N
	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)
	99,81	37,33	778,77	64,90	153,31	183,05
Sens Y-Y						
Voile	116,5	20,22	336,79	295,78	72,92	74,22

Tab. VI. 11 : Sollicitations maximales de calcul des voiles sans ouvertures dans les deux sens à l'ELU

sens X-X						
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr	
	N	M	N	M	M	N
	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)
	71,81	23,18	569,64	47,14	111,41	133,37
Sens Y-Y						
Voile	71,81	26,91	569,64	0,49	52,49	53,62

Tab. VI. 12 : Sollicitations maximales de calcul des voiles sans ouvertures dans les deux sens à l'ELS

VI.3.5 Exemple de calcul d'un voile plein (20cm)

VI.3.5.1 Détermination des sollicitations :

✓ ELU :

$$M_{max} = 153,31KN.m$$

$$N_{corr} = 183,05 KN$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 3,06^3}{12} = 0,47 m^4$$

$$\Omega = e \times L = 0,20 \times 3,06 = 0,612 m^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 m$$

Avec:

I: Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

ν : La position de l'axe neutre.

• **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times \nu$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times \nu$$

$$\sigma_1 = 798,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -199,97 \text{ KN/m}^2$$

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur **d** est tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right) = 1,53$$

On adopte : **d=1.5m**

h_e : Hauteur d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on à :

✓ **La section globale :**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 20 \times 150 = 4,50 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$0.10\% \times e \times L = 0.001 \times 20 \times 150 = 3,00 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}10$

✓ **ELA :**

$$M = 1949,29 \text{ KN.m}$$

$$N = 2141,66 \text{ KN}$$

• Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 9845,0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -2846,12 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de L' :

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,30 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3,06 - 2,30 = 0,76 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3,06}{2}, \frac{2 \times 2,81}{3} \right) = 1,53 \text{ m}$$

soit : $d = 1,53 \text{ m}$

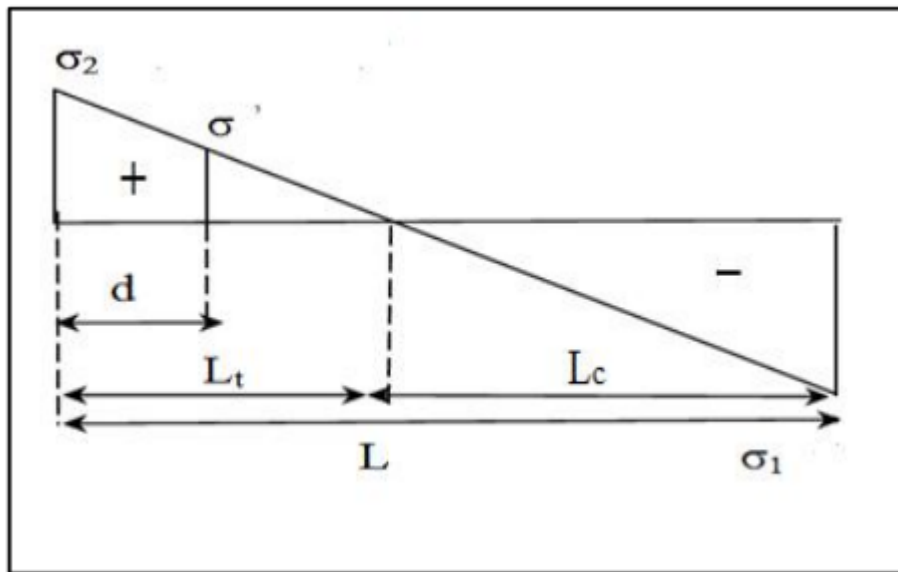


Fig VI.3.1 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

$L < d \Rightarrow$ on utilise la longueur de la partie tendue (L_t) pour le calcul de ferraillage.

de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 2846,12 \times 0,20 \times 0,76 = 432,6 \text{ KN}$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_b) = 6,26 \text{ cm}^2.$$

Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$L_t = 76 \text{ cm} \rightarrow A_{\min} = 0,20\% \times e \times L = 0,002 \times 20 \times 150 = 6,00 \text{ cm}$$

Donc on prend dans la zone tendue : $A = \max (A_s ; A_{\min}) = \max (6,26 ; 3,04)$

$$A_s = 6.26 \text{ cm}^2$$

Globalement dans la section du voile :

$$A_s \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 20 \times 306 = 9,18 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t = 3,06 - 2 \times 0,76 = 1,54 \text{ m}$$

$$A \geq 0.10\% \times e \times h' = 0,0010 \times 20 \times 154 = 308 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$L_2 = L - 2L_1 = 306 - (2 \times 30) = 244 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N \text{ (espacements) : } L_2/S_t = 244/20 = 12,24$$

On prend : $N \text{ (espacements)} = 15$

$$\Rightarrow N \text{ (barres)} = N \text{ (espacements)} + 1 = 15 + 1 = 16$$

✓ **La zone d'about :**

$$S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 30,6 \text{ cm}$$

$$N \text{ (espacements)} = L_1/S_t = 3,06$$

On prend : $N \text{ (espacements)} = 4$

$$\Rightarrow N \text{ (barres)} = N \text{ (espacements)} + 1 = 4 + 1 = 5$$

✓ **Le diamètre :**

$$\emptyset \leq a/10 = 20 \text{ mm}$$

On adopte : $\emptyset = 12 \text{ mm}$

✓ **Zone courante :**

$$A_s = 16 \text{ HA } 12 = 18.10 \text{ cm}^2$$

✓ **La zone d'about :**

$$A_s = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 5.65 + 18.10 = 29.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 41.85 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \text{ (globale)} = 10.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d = 0,296 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA} \quad \text{Avec :}$$

$\tau = 0.296 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$. (Pas de risque de cisaillement)

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$ donc : **$S_t = 30\text{cm}$**

$A_t \geq 0.13 \text{ cm}^2$

• **Choix des armatures**

On adopte : = **$4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$**

Soit : **$S_t = 30 \text{ cm}$** .

• **Vérification de l'espacement :**

$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

• **Le pourcentage minimum d'armatures:**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t.min}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

VI.3.6 Schéma de ferrailage :

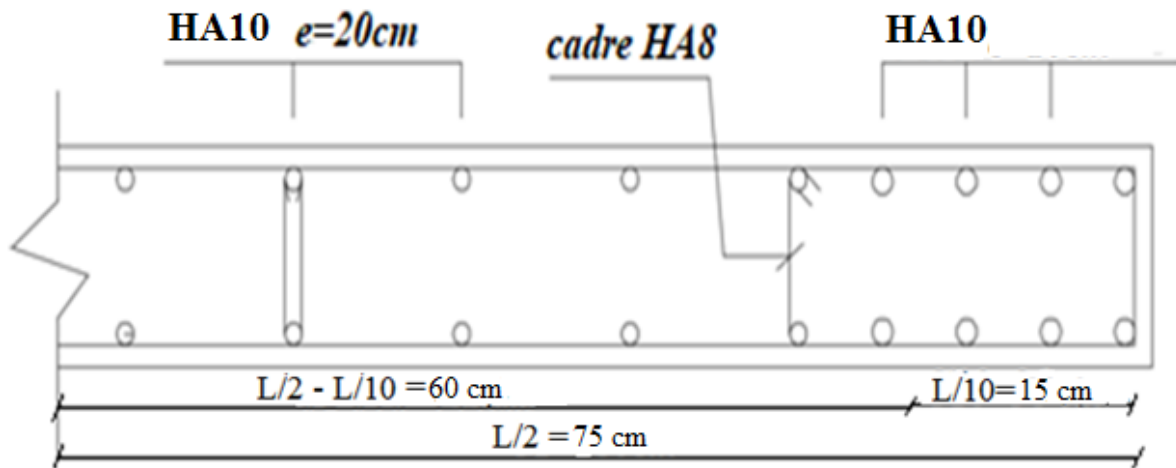


Figure VI.3.2: Schéma de ferrailage des voiles

CHAPITRE VII

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles Posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, Fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2 Système portique

VII.2.1 Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma_s}$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 182.58 \text{ m}^2$$

$N_{\max} = 14325.37 \text{KN}$ (Robot)

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{14325.37}{200} = 71.62 \text{m}^2$$

• **Verification:**

- $S / S_0 = 71.62 / 182,58.135 = 29.05\%$
- $S / S_0 = 29.05\% < 50 \%$

Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VII.2.2 Calcul des semelles

VII.2.2.1 Calcul de la semelle isolée

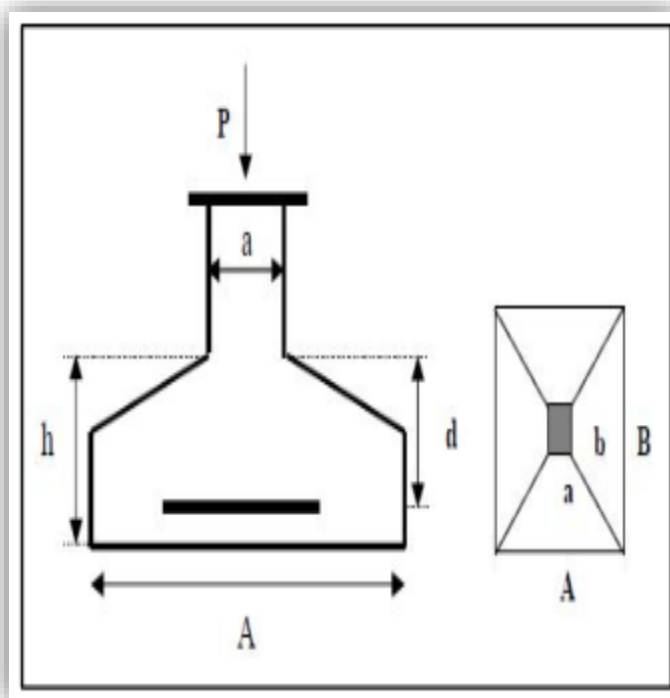


Fig VII.1 : Semelle isolée.

➤ **A) Condition d'homogénéité**

$a = 40 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm}$

$A/B = a/b = 1.14$

On a :

Combinaisons	Effort normal (KN)	Les moments (KN.m)
1.35G+1.5Q	1390.64	6.18
G+Q	1009.74	4.46

TabVII-1 : efforts internes à la base du poteau de rive (le plus sollicité)

$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 5.04 \text{ m}^2; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 5.15 \text{ m}^2$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$

$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{Nu}{A \times B} \quad A \times B = \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}$

$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1390.64}{200}}$

$B \geq 2.63 \text{ m}$

$A = 2.64 \text{ m}$

Donc finalement on choisit une semelle de **(2.65m×2.65m)**

➤ **B) Détermination de "d" et "ht"**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$d \geq \begin{cases} A - a / 4 = 55 \text{ cm} \Rightarrow d = 55 \text{ cm} \\ B - b / 4 = 55 \text{ cm} \end{cases}$

D'ou : $h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 60 \text{ cm}$

➤ **C) Vérification des conditions de stabilité**

Selon le BAEL on a :

$e_{0.u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{6.18}{1390.64} = 0.0044 \text{ m}$

$$e_0 = 0.0044m \leq \frac{A}{6} = \frac{2.64}{6} = 0.44 \dots\dots\dots cv$$

Selon on a :

$$e_0 = 0.0044m \leq \frac{A}{4} = \frac{2.64}{4} = 0.66 \dots\dots\dots cv$$

➤ **D) Vérification des conditions de rigidité**

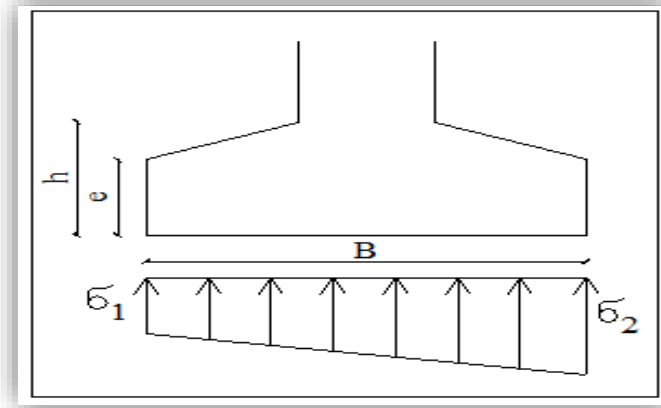


Figure VII.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A.B} = 202.29 KN / m^2 \\ \sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A.B} = 198.29 KN / m^2 \\ \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 199.29 KN / m^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = 199.29 KN/m^2 \leq 200 KN/m^2 \dots\dots\dots c.n.v$$

➤ **E) Calcul du ferrailage :**

– **Poids propre de la semelle**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2.65) \times (2.65) \times 0.60 = 105.33 KN$$

Poids de remblai

$$P_r = 18 (2.65 \times 2.65 - 0.35 \times 0.40) (2.65 - 0.60)$$

$$P_r = 253.87 KN$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 1390.64 + 105.33 + 253.87 = 1749.84 KN.$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35 (P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1390.64 + 1.35(105.33 + 253.87) = 1875.56 \text{ KN}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

• **Sens X-X**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_{u'} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1397.61 \text{ KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{N_{u'}(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1390.64(2.64 - 0.40)}{8 \times 0.60 \times 348} = 18.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = 18.64 \text{ m}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 18.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 6\text{HA}20 = 18.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 60 \text{ cm} \leq B/4 ; 32.87 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 64.75 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VII.2.2.2 Vérification du non poinçonnement de la semelle

$$\left\{ \begin{array}{l} a1 = a + h = 2.65 + 0.60 = 3.25 \text{ m} \\ b1 = b + h = 2.5 + 0.60 = 3.10 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a2 = a + 2h = 2.65 + (2 \times 0.60) = 3.85 \text{ m} \\ b2 = b + 2h = 2.65 + (2 \times 0.60) = 3.85 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$u_c = 2(a1 + b1) = 2(3.85 + 3.85) = 15.4 \text{ m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = -497.72 \text{ KN}$$

$$P_u' = -67.36 \text{ KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 693 \text{ KN}$$

VII.2.2.3 Schéma de ferrailage

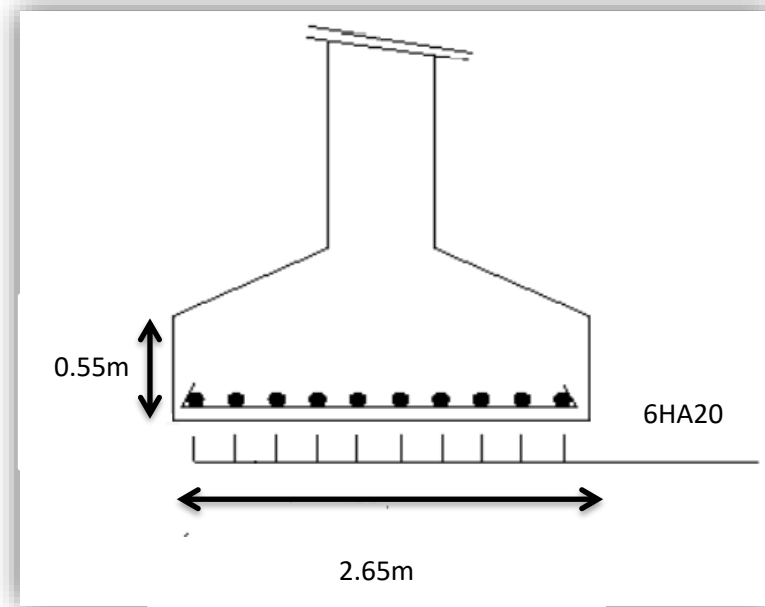


Fig VII.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VII.2.3 Calcul de la semelle filante sous voile

VII.2.3.1 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm(X-X)

Avec : **L=2.20m**

➤ **A) Calcul des sollicitations**

$$N_{ser} = 133.37 \text{ KN}; M_{ser} = 111.41 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 183.05 \text{ KN}; M_u = 153.31 \text{ KN.m}$$

Combinaisons	Effort normal (KN)	Le moments (KN.m)
1.35G+1.5Q	183.05	153.31
G+Q	133.37	111.41

TabVII-2 : sollicitations de la semelle filant sous voile sens x-x

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{133.37}{2.20} = 60.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{111.41}{2.20} = 50.64 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{183.05}{2.20} = 83.20 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{153.31}{2.20} = 69.68 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **B) Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.66 \text{ m}^2 ; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0.67 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **C) Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{153.31}{183.05} = 0.837 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 5.022 \text{ m}$$

Il faut que

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.837}{5.022}\right) \frac{183.05}{200} = 1.37 \text{ m}$$

Donc on adopte : B=5 m

$$B=3.5 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.837}{5}\right) \frac{183.05}{1 \times 5} = 54.99 \text{ KN/m}^2$$

54.99 KN/m² < 200 KN/m²cv

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 1.21 \Rightarrow d = 1.20 \text{ m} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 125 \text{ cm}$$

➤ **D) Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B-b) = \frac{183.05}{8 \times 125 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.837}{5}\right) (5 - 0.35) = 3.66 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 10.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{\min}; A_u\} = 10.86 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **L'espaceur**

Soit : $S_t = 100/6 = 17 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'espaceur**

$$S_t = 12.5 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = 4HA10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'espaceur**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV.$$

• **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 48 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 48 \text{ cm} \leq B/4; \quad 47.5 \text{ cm} \leq 62.5 \text{ cm} \leq 125 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VII.2.3.2 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm (sens y-y)

Avec $L = 3.00 \text{ m}$

➤ **A) Calcul des sollicitations :**

Combinaisons	Effort normal (KN)	Les moments (KN.m)
1.35G+1.5Q	74.22	72.92
G+Q	53.62	52.49

TabVII-3 : sollicitations de la semelle filant sous voile sens y-y

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{74.22}{3.00} = 24.74 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{9.46}{3.00} = 24.30 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{53.62}{3.00} = 17.87 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{52.49}{3.00} = 17.49 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **B) Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.26 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0.72 \text{ m}^2$$

Donc le prédimensionnement se fera à l'ELU

➤ **C) Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{72.92}{74.22} = 0.98 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 5.88 \text{ m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.98}{5.88}\right) \frac{74.22}{200} = 0.55 \text{ m}$$

Donc on adopte : B=6 m

$$B=6 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.98}{6}\right) \frac{74.22}{1 \times 6} = 18.43 \text{ KN/m}^2$$

$$18.43 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 140\text{cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 145\text{cm}$$

➤ **D) Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B} \right) (B - b) = \frac{74.22}{8 \times 145 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.98}{6} \right) (6 - 0.35) = 1.54 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 6.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}14 = 6.16\text{cm}^2/\text{ml}$

➤ **L'espacement**

Soit : $S_t = 25\text{cm}$.

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54\text{cm}^2$$

Soit : $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25\text{cm}$.

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56\text{cm}$$

$$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4; \quad 56\text{cm} \leq 75\text{cm} \leq 150\text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VII.2.3.3 Schéma de ferrailage

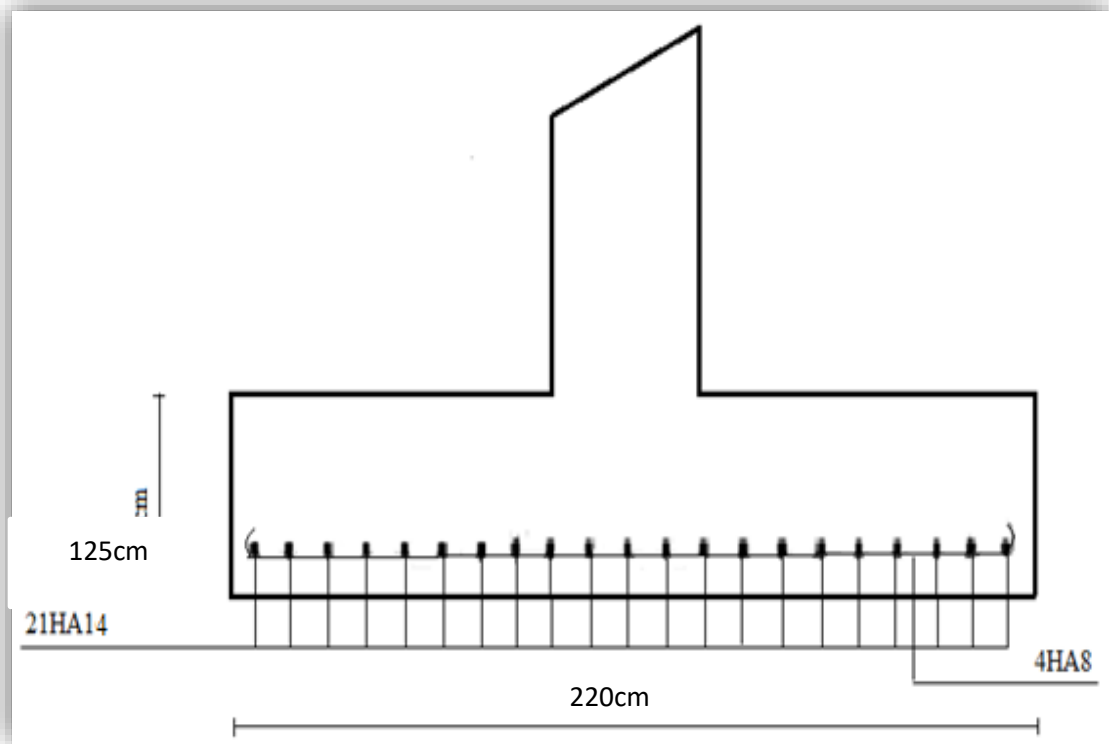


Figure VII.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.

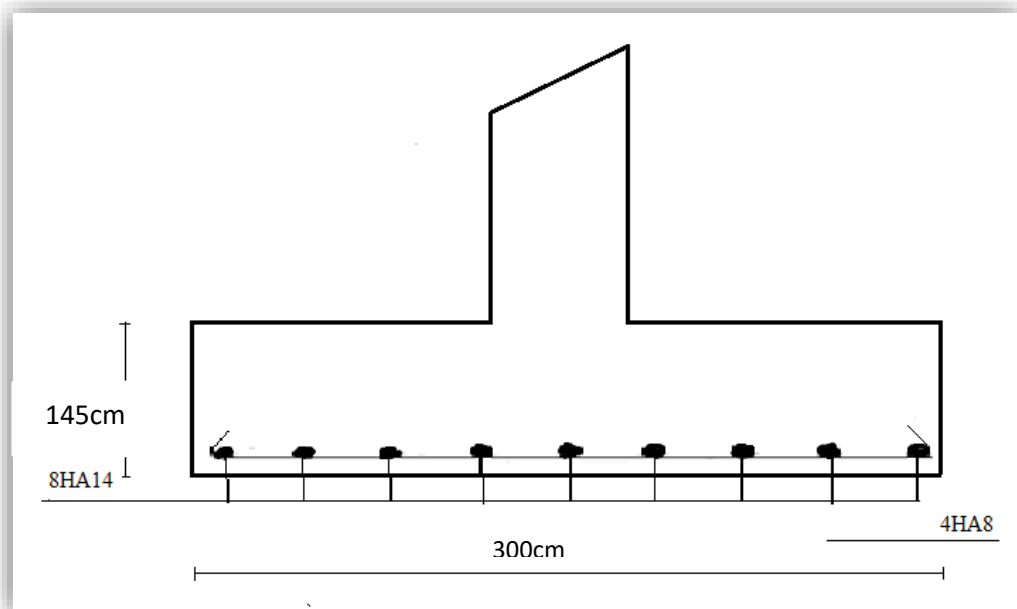


Figure VII.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.

VII.3 Les longrines

VII.3.1 Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au-dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VII.3.2 Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88],

Pour un sol de fondation de catégorie (S 2) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30 x 30) cm².

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm².

VII.3.3 Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} = 95.20 \geq 20 \text{ KN}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité ;

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique ;

(Dans notre cas $\alpha = 15$).

VII.3.4 Ferrailage de longrines

VII.3.4.1 A l'état limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s} [1]$$

On à: $N_u = 1390.64 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{1390.64 \times 1000}{348 \times 15} = 2.66 \text{ cm}^2$$

VII.3.4.2 Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_{ser} = 1009.74 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{1009.74 \times 1000}{15 \times 201.66} = 3,33 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale :(RPA 99)**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ).

$$\text{Alors: } A_r \geq 0.6\% \times (35 \times 40)$$

$$A_r = 8.4 \text{ cm}^2$$

VII.3.4.3 Résultats

$$A = \max [A_u ; A_{ser} ; A_r] = 8.4 \text{ cm}^2$$

On adopte **A = 6 HA 14 = 9.23 cm²**

➤ **Espacement**

$$S_t = \min [20\text{cm}; 15\phi] = \min [20\text{cm}; 18\text{cm}]$$

On adopte : **S_t = 15 cm.**

➤ **Armatures transversales:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}$$

On adopte **$\phi_t = 8\text{mm}$**

VII.3.5 Schéma de ferrailage

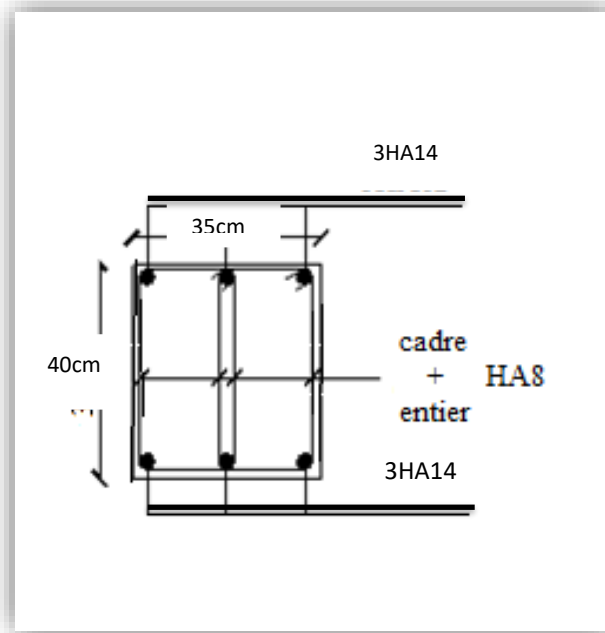


Fig.VII.6: Schéma de Ferrailage des longrines.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en terme de temps et en terme d'effort à condition de maîtriser les notions de bases de la science de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

Règlements :

- ✓ DTR B.C.2.2 charge permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ DTR B.C.2.47 règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- ✓ DTR B.C.2.48 règle parasismique algériennes (RPA99/Version2003).
- ✓ DTR B.C.2.331 règle de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Fascicule n° 62 BAEL 91 révisé 99

Cours:

- ✓ Cours de dynamique des structures Université Abbes LAGHROUR.
- ✓ Cours de béton armé Université Abbes LAGHROUR.
- ✓ Cours de bâtiment Université Abbes LAGHROUR.
- ✓ Cours de génie parasismique Université Abbes LAGHROUR.

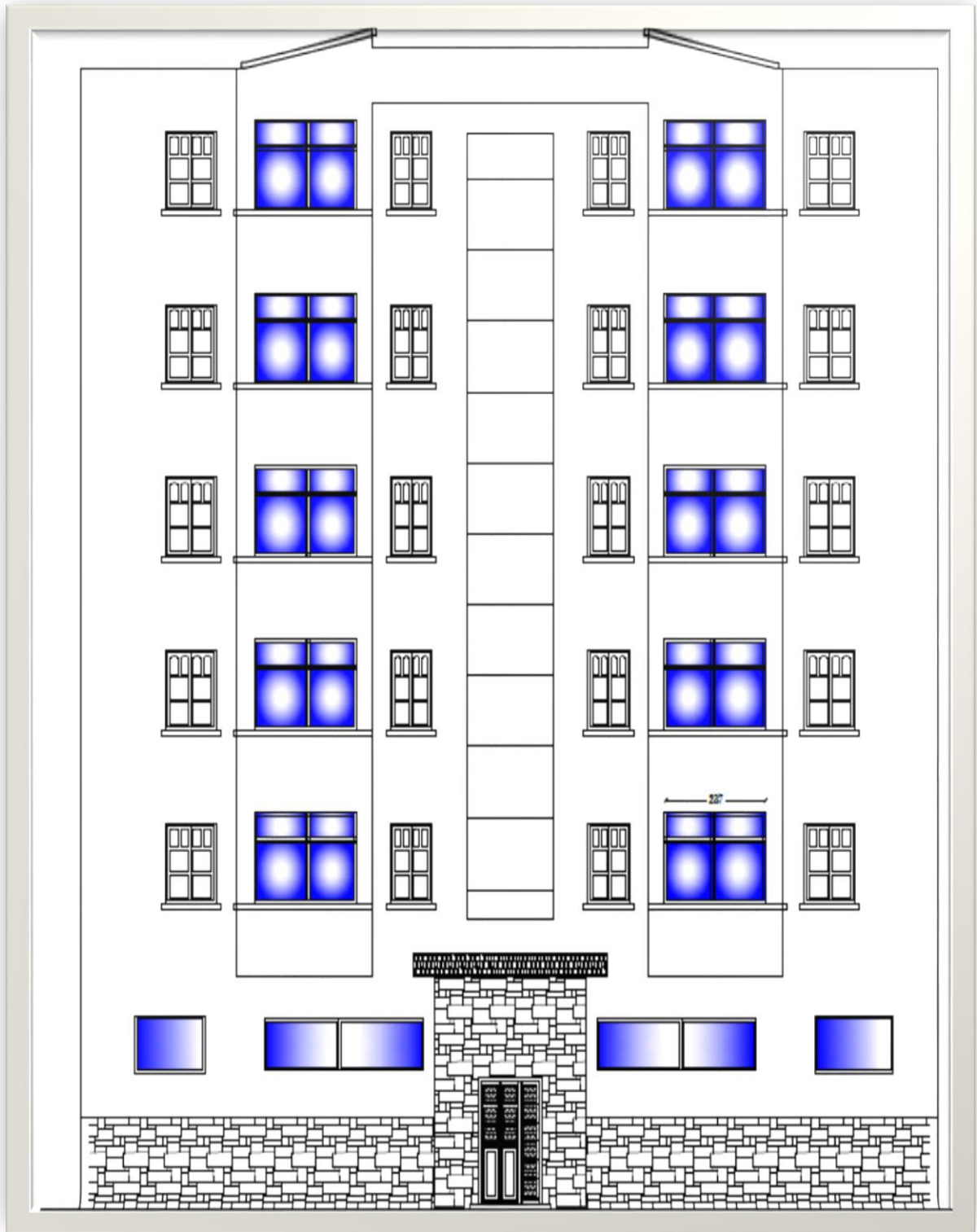
AUTRES :

- ✓ Plusieurs mémoires des promotions précédentes.
- ✓ Internet.

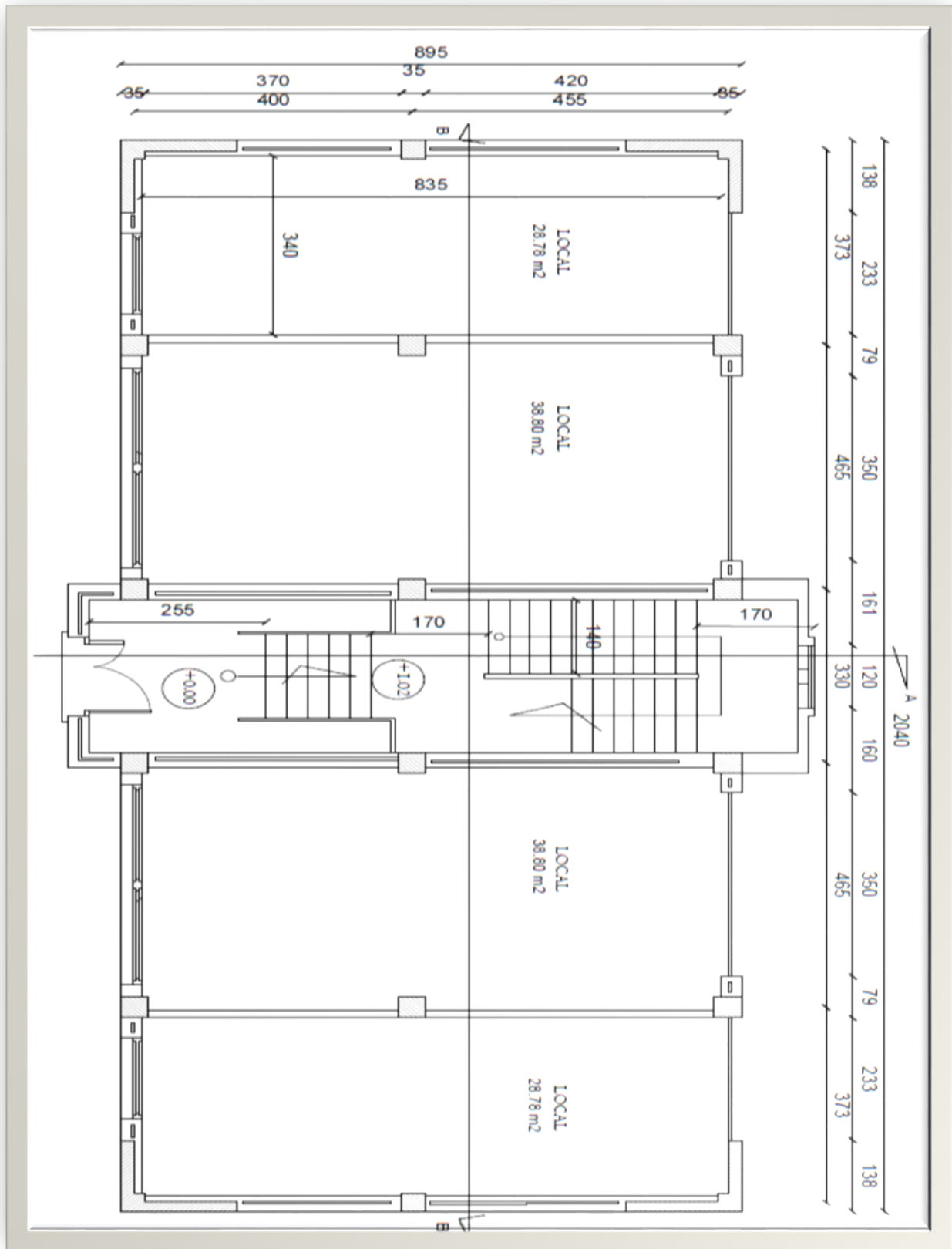
Logiciels et programmes :

- ✓ AutoCAD 2018 (Dessin).
- ✓ ROBOT 2014 (Analyse des structures et modélisation).
- ✓ Office 2010 (Word; Excel et Power Point).

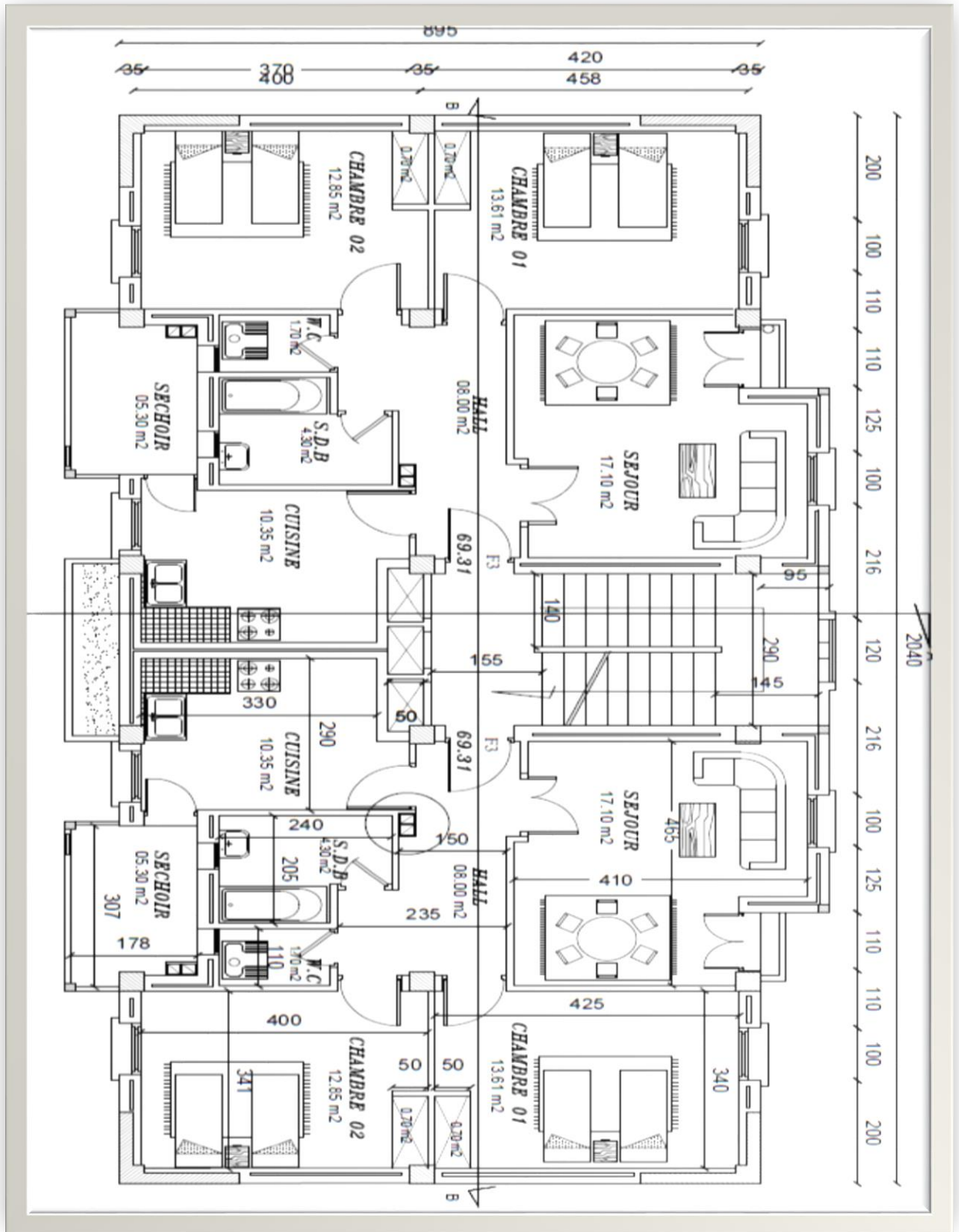
Plans Architecturaux :



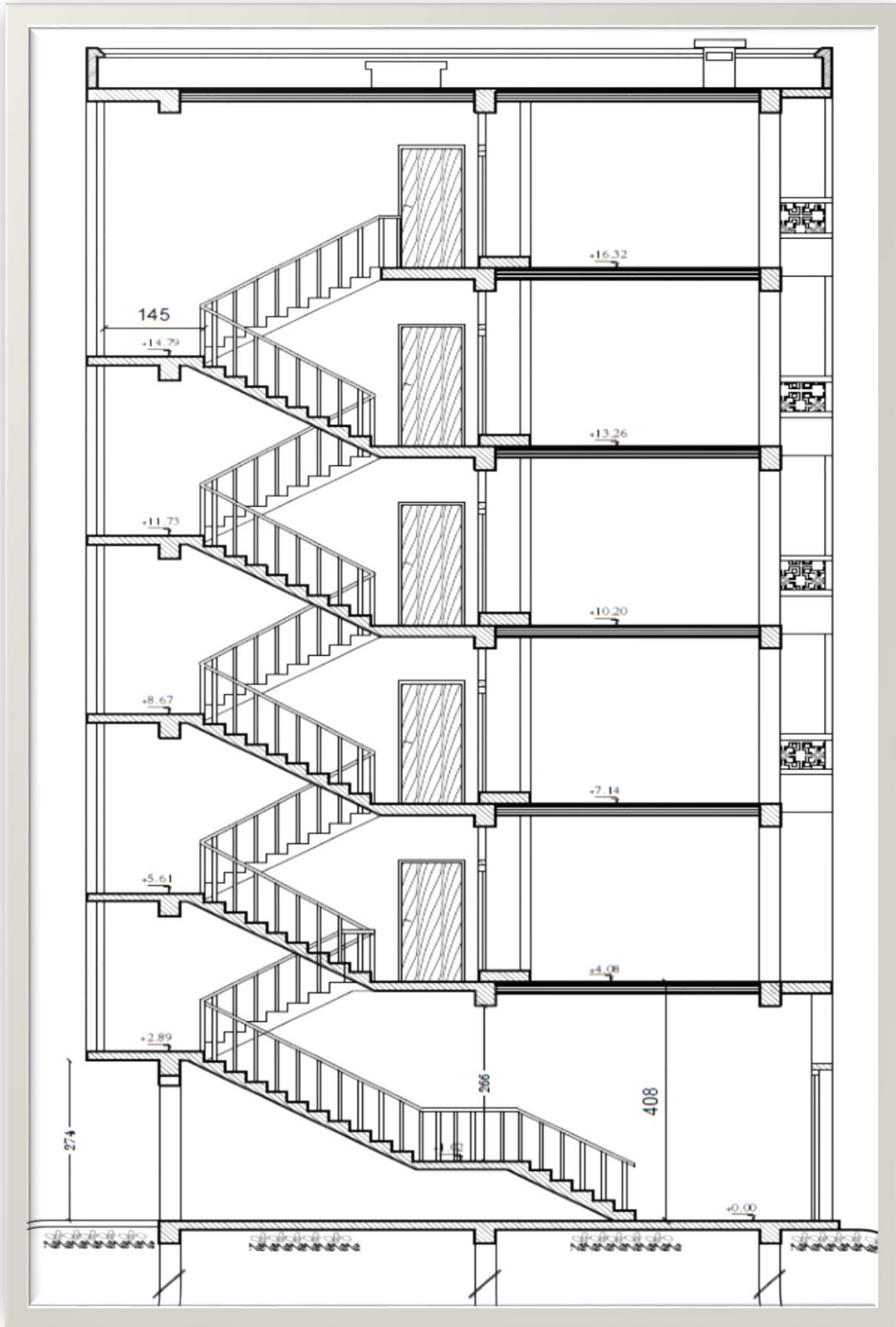
Façade Principale



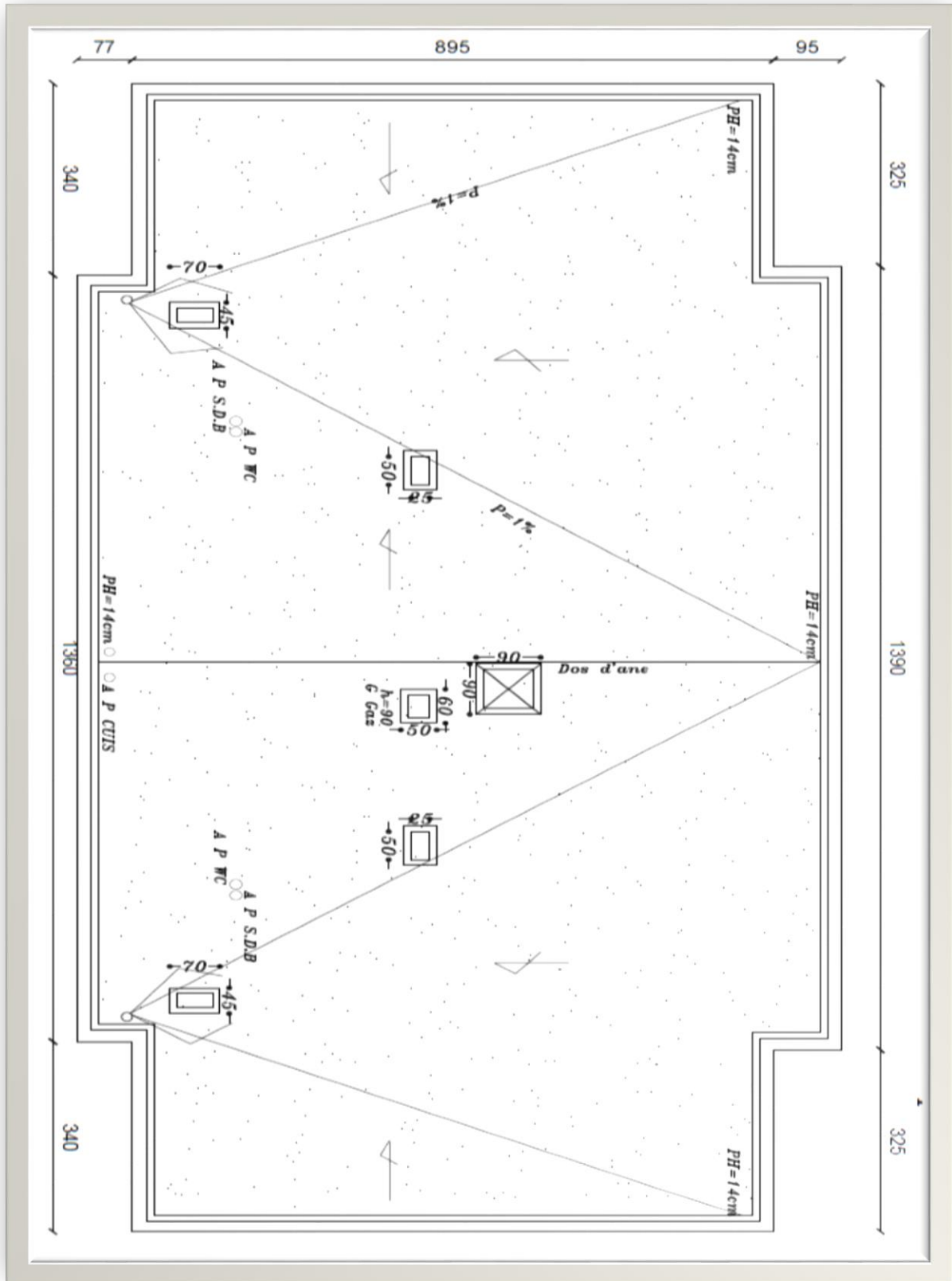
Vue en plan (RDC)



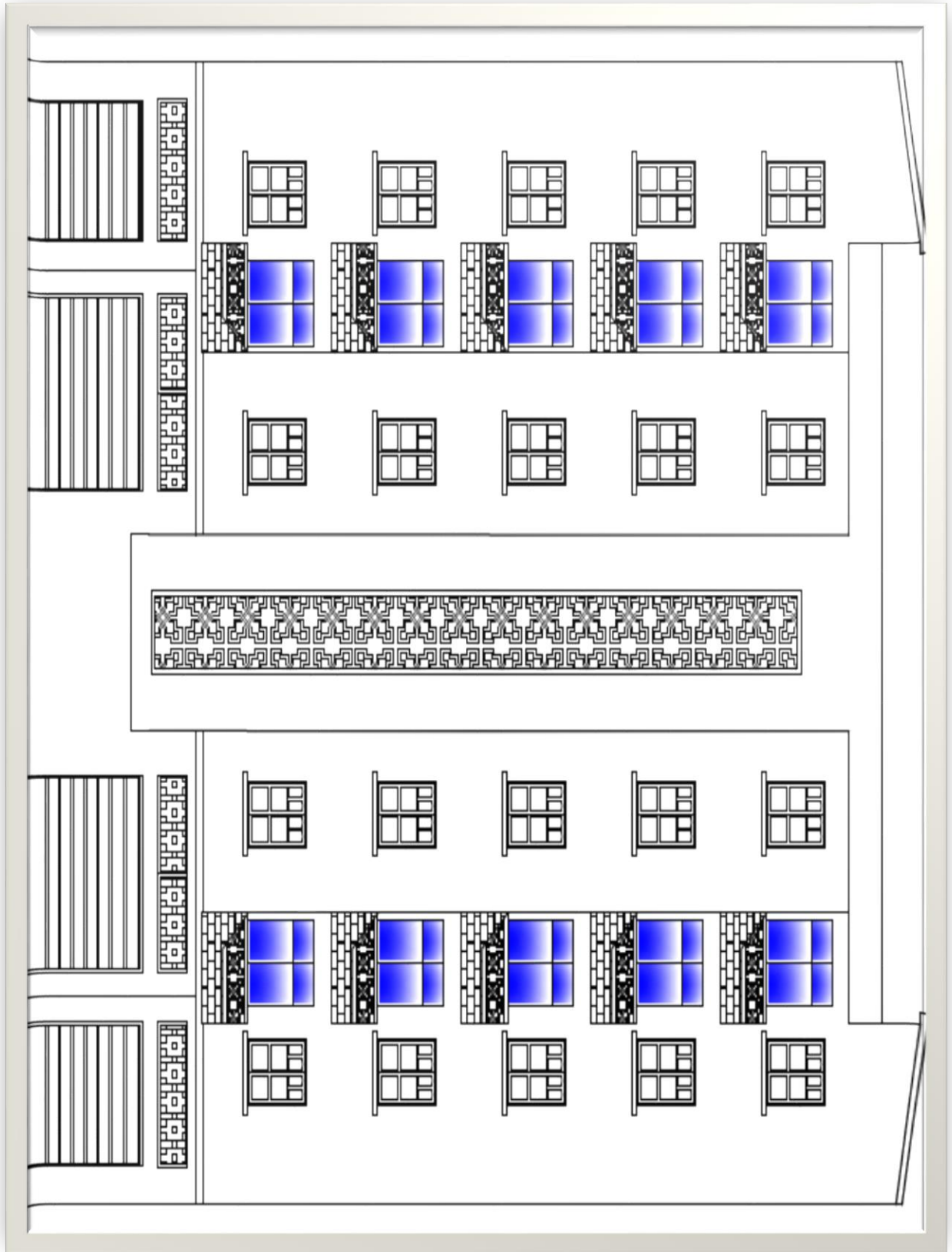
Vue en plan (Etage Courant)



Coupe sur la cage d'escalier



Plan Terrasse



Façade Postérieure