

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'INGÉNIORAT

DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

*Etude d'un bâtiment (R+9 avec sous sol) à usage
Multiples: habitation, bureaux et commercial*

Domaine: Sciences et Techniques

Spécialité:

GENIE CIVIL

Option:

STRUCTURES

Par :

- REZGUI Mohamed Amine
- MOUISSA Fares

Directeur du mémoire :

SELOUGHA Mokhtar

DEVANT LE JURY

PRÉSIDENT: HAMOUDA Abdelaziz

EXAMINATEURS: GOUASMIA Abdelhacine

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2019/2020

Remerciements

Je remercie tout d'abord le bon Dieu m'a donné la force, la volonté et la patience pour l'élaboration de ce travail.

Je remercie beaucoup les parents pour leur patience et leur sollicitude, et tous les frères et sœurs

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au mon succès et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mon directeur de mémoire S, MOKHTAR pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Dédicaces

À ceux qui me sont les plus chers.

À ceux qui ont toujours cru en moi.

A ceux qui m'ont toujours encouragé.

A mon très cher père:

Je tiens à exprimer ma gratitude pour l'altruisme et les sacrifices sans limites dont tu à toujours fait preuve, malgré les péripéties de la vie, je ne pourrais pas rendre ne serait-ce qu'une partie infime de ce que je lui dois.

A ma très chère mère:

Ta patience, ton bienveillance, ton dévouement et ton courage sont admirables. Tu étais toujours présente pour nous écouter, nous reconforter et nous montrer le droit chemin. Tu as déployé énormément d'efforts pour que nous ne manquions de rien.

Tu es une mère formidable, tous les mots du monde ne peuvent exprimer mon amour et ma reconnaissance envers toi.

Je t'aime et je te souhaite longue vie dans la bonne santé et le bonheur.

A mes très chers frères:

Ceci est un témoignage de mon profond attachement et reconnaissance pour votre soutien et votre présence indispensable.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري تتألف من طابق سفلي + طابق ارضي + 09 طوابق، يتم إنجازها، بولاية عنابة - البوني - المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **II** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**).

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة.

دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج (**ROBOT.version.2017**)

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

BAEL 91 ،(RPA 99 version 2003 modifié 99)

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة : (**ROBOT**) ، أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de **R+09** étages + sous-sol, qui sera implantée dans la wilaya d'Annaba (El Bouni), classée en zone **II** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ROBOT. version.2017**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **ROBOT**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Sommaire

INTRODUCTION GÉNÉRALE

I- Généralités :	1
I-1- Présentation de l'ouvrage :.....	1
I-1-1- But :	1
I-1-2- Choix d'une structure :	2
I-1-3- Caractéristiques géométriques du bâtiment :	2
I-2- Caractéristiques géométriques du sol :	2
I-3- Structure de contreventement:.....	2
I-4- Description de l'ouvrage :	3
II- Caractéristique mécanique des matériaux :	6
II-1- Le béton :	6
II-1-1- Composition moyenne du béton :	6
II-1-2- Principaux caractéristiques et avantages de béton :	7
II-1-3- Résistance mécanique :	8
II-1-4- Hypothèses de calcul :	9
II-2- Caractéristiques des matériaux :	13
II-2-1- Béton :	13
II-2-2- Acier:	16
II-2-3- Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	19
III- Pré dimensionnement et descente des charges :	21
III-1- Introduction :	21
III-2- Pré dimensionnement:	21
III-2-1- Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :.....	21
III-2-2- Pré dimensionnement des planchers dalle plein :	23

III-2-3- Pré dimensionnement des poutres :	25
III-2-4- Pré dimensionnement de l'acrotère :.....	27
III-2-5- Predimensionnement des escaliers:	28
III-2-6- Pré dimensionnement Les poteaux :	33
III-2-7- Pré dimensionnement des voiles:.....	34
III-2-8- Prédimensionnement cloisons extérieur ;.....	35
III-3- Descente des charges et Evaluation des charges :	35
III-3-1- Evaluation des charges :.....	35
III-3-2- Acrotère :.....	35
III-3-3- Les Poteaux:	36
III-3-4- Les Poutres:	36
III-3-5- Plancher terrasse (inaccessible) :.....	36
III-3-6- Plancher étage courant :	37
III-3-7- Balcon des étages courants (dalle pleine)	37
III-3-8- murs extérieures :.....	38
III-3-9- Cloisons intérieures :.....	38
III-3-10- Palier de repos :	38
III-3-11- Paillasse	39
IV- CALCULE DES ELEMENT SECONDAIRES :.....	41
IV-1- L'acrotère:	41
IV-1-1- Calcul de l'acrotère :.....	41
IV-1-2- Combinaison des charges :.....	42
IV-1-3- Ferrailage de l'acrotère:	42
IV-1-4- Calcul en flexion simple et composé :.....	43
IV-1-5- Vérification à l'ELU:.....	43
IV-1-6- Vérification au cisaillement :	44
IV-1-7- Vérification à l'ELS:.....	44

IV-1-8- Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :.....	46
IV-2- Escalier étage courant(1 er étage jusqu'a 9 eme étage) :.....	47
IV-2-1- Introduction:	47
IV-2-2- Calcul Volée 1 le même niveau sous sol et RDC et étage courant:	47
IV-2-3- Ferrailage :	49
IV-2-4- Volée 2 sur niveau sous sol et RDC	53
IV-2-5- Ferrailage :	54
IV-2-6- Vérification Condition de non fragilité :.....	55
IV-2-7- Calcul de l'espacement :.....	55
IV-2-8- Armatures de répartition :	55
IV-2-9- Vérification a l'ELS :.....	56
IV-2-10- Vérification au cisaillement:	56
IV-2-11- Volée 2 sur les étage courant :.....	57
IV-2-12- Poutre palière :.....	62
IV-2-13- Ferrailage :	63
IV-2-14- Vérification Condition de non fragilité :.....	64
IV-2-15- Vérification de la section d'acier a L'ELS :.....	64
IV-2-16- Vérification des contraintes :.....	65
IV-2-17- Vérification de l'effort tranchant :.....	65
IV-2-18- Détermination des armatures transversales :.....	65
IV-2-19- Espacement d'après le BAEL :.....	65
IV-2-20- Escalier 9 émie étage duplex :.....	67
IV-2-21- Ferrailage :	69
IV-2-22- Vérification a'ELU :	69
IV-2-23- Vérification Condition de non fragilité :.....	69
IV-2-24- Calcul de l'espacement:.....	69
IV-2-25- Armatures de répartition :	70

IV-2-26- Vérification a'ELS :.....	70
IV-2-27- Vérification au cisaillement:	71
IV-2-28- Poutre palière :.....	72
IV-3- ETUDES DE BALCON :.....	78
IV-3-1- Introduction :.....	78
IV-3-2- Balcon encastrés Sur Trois Cotes :.....	78
IV-3-2-1 Ferrailage :	80
IV-3-2-2 Vérification Condition de non fragilité :.....	81
IV-3-2-3 Vérifications a ELS :.....	81
IV-3-2-4 Vérification de la contrainte :.....	82
IV-3-2-5 Vérifications de cisaillement :.....	83
IV-3-3- Balcon encastrés Sur quatre Cotes :	83
IV-3-3-1 Ferrailage :	85
IV-3-3-2 Vérification Condition de non fragilité :.....	86
IV-3-3-3 Armatures de répartition :	86
IV-3-3-4 Vérifications a ELS :.....	86
IV-3-3-5 Vérifications de cisaillement :.....	87
IV-4- Etude la poutre de rive:	88
IV-4-1- Evaluation des charges :.....	88
IV-4-2- Ferrailage :	89
IV-4-3- Vérification Condition de non fragilité :.....	89
IV-4-4- Vérification de la section d'acier A L'ELS :.....	89
IV-4-5- Vérification des contraintes :.....	90
IV-4-6- Condition de flèche :.....	91
IV-4-7- Vérification de l'effort tranchant :.....	91
IV-4-8- Choix des armatures transversaux :	91
IV-4-9- Calcule l Espacement :.....	91

IV-5- Etudes des plancher :	92
IV-5-1- Introduction :	92
IV-5-2- Dimensionnement des poutrelles :	93
IV-5-3- plancher terrasse accessible :	96
IV-6- Ferrailage de la dalle de compression :	111
IV-7- Plancher étage courant :Habitation « Type 01 » :	112
IV-7-1- Calcul des constantes :	112
IV-7-2- Calcul à l'E.L.U :	112
IV-7-3- Calcul à l'E.L.S:	115
IV-7-4- Digrammes des moments et efforts tranchants :	119
IV-7-5- Détermination des armatures :	120
IV-7-6- Vérification à l'E.L.U :	121
IV-7-7- Vérification à l'E.L.S :	123
IV-8- Plancher étage courant bureau : « Type 01 »	124
IV-8-1- Calcul des constantes :	124
IV-8-2- Calcul à l'E.L.U :	124
IV-8-3- Calcul à l'E.L.S:	127
IV-8-4- Digrammes des moments et efforts tranchants :	131
IV-8-5- Détermination des armatures :	132
IV-8-6- Vérification à l'E.L.U :	133
IV-8-7- Vérification à l'E.L.S :	135
IV-9- plancher terrasse inaccessible : Type « 01 »	136
IV-9-1- Calcul du plancher terrasse :	136
IV-9-2- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELU	138
IV-9-3- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELS :	140
IV-9-4- Diagrammes des moments et efforts tranchants :	142
IV-9-5- Détermination des armatures :	143

IV-9-6- Vérification à l'E.L.U :	145
IV-9-7- Vérification à l'E.L.S :	146
IV-10- plancher terrasse inaccessible «Type 02 » :	147
IV-10-1- Calcul du plancher terrasse :	147
IV-10-2- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELU	148
IV-10-3- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles a l'ELS :.....	150
IV-10-4- Diagrammes des moments et efforts tranchants :	152
IV-10-5- Détermination des armatures :	153
IV-10-6- Vérification à l'E.L.U :	154
IV-10-7- Vérification à l'E.L.S :	155
IV-11- Planchers à dalle pleine	158
IV-11-1- Calcul du plancher RDC :	158
IV-11-2- Ferrailage du Plancher RDC (Dalle Pleine):	161
IV-11-3- Vérification à l'ELS:	163
IV-12- ETUDE DE LA DALLE MACHINE:	167
IV-12-1- Définition de l'Ascenseur:	167
IV-12-2- Caractéristiques:	168
IV-12-3- Définitions Techniques:	168
IV-12-4- Caractéristique de l'Ascenseur:	169
IV-12-5- Calcul de la Dalle:	171
IV-12-6- Vérification à l'ELS:	174
V- Etude sismique de la structure:	179
V-1- Introduction :	179
V-2- Présentation du Logiciel ROBOT :	180
V-3- Choix de la méthode de calcul :	180
V-4- La méthode statique équivalente :	181
V-5- La méthode d'analyse modale spectrale :	181

V-6- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :	181
V-7- Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :	182
V-8- Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	182
V-9- Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :	183
V-10- Vérification de la Période :	189
V-11- Vérification de l'excentricité :	191
V-12- Vérification du déplacement au sommet :	193
V-13- Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :	194
V-14- L'effort normal réduit dans les poteaux :	195
V-15- Conclusion:	196
VI- CALCULE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :	198
VI-1- Les poutres :	198
VI-1-1- Introduction	198
VI-1-2- Ferrailage :	198
VI-1-3- Les poutres principales :	200
VI-1-4- Ferrailages des Poutres Principales (30*40) :	201
VI-1-5- Condition de Non Fragilité:	201
VI-1-6- Vérification à l'ELS :	202
VI-2- LES POUTRE SECONDAIRE	204
VI-2-1- Ferrailages des Poutres secondaire(30*35):	205
VI-2-2- Condition de Non Fragilité:	206
VI-2-3- Vérification à l'ELS :	206
VI-3- Les poteaux :	208
VI-3-1- Introduction :	208
VI-3-2- Condition non fragilité :	210
VI-3-3- Vérification de l'effort tranchant :	211
VI-3-4- Calcul des armatures transversales :	212

VI-3-5- Vérification à l'ELS :.....	213
VI-3-6- Ferrailage des poteaux :.....	213
VI-4- Etude des voiles :.....	217
VI-4-1- Recommandation du RPA :.....	218
VI-4-2- Règles communes (armatures verticales et horizontales) :.....	219
VI-4-3- Calculs des Voiles RDC ;1 ^{er} et 2 ^{ème} étage:	220
VI-4-4- Calculs des voiles 3 ^{ème} jusqu'a 6 ^{ème} étage :	223
VI-4-5- Calculs des voile 7 ^{ème} jusqu'à 9 ^{ème} étage :	227
VI-5- Conclusion :.....	231
VII- ETUDE DE L'INFRA STRUCTURE :.....	233
VII-1- Introduction :.....	233
VII-2- Calcul du voile périphérique :.....	233
VII-2-1- Dimensionnement du voile :	233
VII-2-2- Caractéristique du sol :	234
VII-2-3- Evaluation des charges et surcharges : Le voile périphérique est soumis à :	234
VII-2-4- Ferrailage du voile périphérique :	234
VII-2-5- Vérifications a' L'ELU:.....	236
VII-2-6- Vérifications a' L'ELS:	237
VII-3- ÉTUDE DE FONDATION:.....	240
VII-3-1- Introduction :.....	240
VII-3-2- Classifications des Fondations :.....	240
VII-3-3- Choix de Type de Fondation :	241
VII-3-4- CALCUL DES FONDATIONS :.....	241

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : Composition moyenne du béton

Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Tableau III.1: section des poutres

Tableau III.2:Evaluation des charges du plancher terrasse (G).

Tableau III.3 : évaluation des charges plancher étage courant (G).

Tableau III.4:Balcon des étages courants (dalle pleine).

Tableau III.5: murs extérieures

Tableau III.6: Cloisons intérieures

Tableau III.7 : Palier de repos (étage courant et RDC)

Tableau III.8 : Paillasse étage courant et RDC

Tableau IV.1 : Sollicitations d'escalier.

Tableau IV.2 : Sollicitations d'escalier

Tableau IV.3 : ferrailage de balcon

Tableau V.1:Facteur de qualité

Tableau V.2 : ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode

Tableau V.3 : Les centres des masses et de rigidité.

Tableau V.4 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x

Tableau V.5: Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y

Tableau V.6 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale.

Tableau V.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal.

Tableau VII.1 : Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y

Liste des figures :

Figure II.1 : Diagramme des déformations limites de la section: Règle des trois pivots

Figure II.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

Figure II.3 : Diagramme rectangulaire simplifié

Figure II.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Figure II.5: diagramme contraintes déformations

Figure III.1: plancher corps creux.

Figure III.2: schéma de l'acrotère.

Figure III.3 : cloisons extérieur

Figure III.4 : schéma du plancher terrasse

Figure III.5 : schéma du plancher étage courant

Figure IV.1: ferrailage de l'acrotère

Figure IV.2 : ferrailage escalier étage courant +RDC+s/sol (volee1)

Figure IV.3 : ferrailage escalier RDC+s/sol (volee2)

Figure IV.4 : ferrailage poutre palière

Figure IV.5 : ferrailage escalier 9^{ème} étage duplex (volée2)

Figure IV.6 : ferrailage balcon (e=12)

Figure IV.7 : ferrailage balcon (e=20)

Figure IV.8 : ferrailage de poutre de rive.

Figure IV.9 : ferrailage nervures de rive

Figure IV.10 : ferrailage nervures intermédiaire

Figure IV.11 : ferrailage nervures de rive

Figure IV.13 : ferrailage nervures de rive et intermédiaire

Figure IV.13 : ferrailage nervures de rive

Figure IV.14 : ferrailage nervures intermédiaire

Figure IV.15 : Schéma de Ferrailage dalle pleine RDC($e=12$)

Figure IV.16 : de la dalle machine

Figure IV.17 : Schéma de Ferrailage

Figure VI.1 : ferrailage de poutre principale

Figure VI.2 : ferrailage de poutre secondaire

Figure VI.3 : ferrailage du poteau (55*55).

Figure VI.4: ferrailage du poteau (45*45).

Figure VI.5: ferrailage du poteau (40*40).

Figure VI.6: ferrailage du poteau (30*30).

Figure VI .7: ferrailage du voile (RDC;1^{er}et 2^{ème} étage).

Figure VI .8: ferrailage du voile (3^{ème} jusqu'a 6^{ème} étage).

Figure VI .9: ferrailage du voile (7^{ème} jusqu'a 9^{ème} étage).

Figure VII.1 : Ferrailage du voile périphérique

Figure VII.2 : semelle isolée

Figure VII.3 : semelle filante

Figure VII .4 : Sollicitations du radier selon M_{x-x} à L'ELU

Figure VII .5 : Sollicitations du radier selon M_{y-y} à L'ELU

Figure VII .6 : ferrailage de la dalle radier sens x-x

Figure VII .7 : ferrailage de la dalle radier sens y-y

Figure VII .9 : ferrailage de la nervure sens y-y

Figure VII .8 : ferrailage de la nervure sens x-x

Liste des symboles :

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

A Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

As : Aire d'une section d'acier,

At : Section d'armatures transversales,

B : Aire D'une section de béton,

D : Diamètre,

E : Module d'élasticité longitudinale,

Eb : Module de déformation longitudinale du béton,

Ei Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),

Es : Module d'élasticité de l'acier,

Ev : Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),

F : Force ou action en général,

G : Action permanente, module d'élasticité transversale,

Q : Charges d'exploitations,

I : Moment d'inertie,

K : Coefficient,

L : Longueur ou portée,

Lf : Longueur de flambement.

M : Moment en général, moment de flexion le plus souvent,

MG : Moment fléchissant développé par les charges permanentes,

MQ : Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,

Mu : Moment de calcul ultime,

Mser : Moment de calcul de service,

Mt : Moment en travée,

Ma : Moment sur appuis,

N : Effort normal,

St : Espacement des armatures transversales,

T : Effort Tranchant, période,

V0 : Effort tranchant a la base

Kt : Facteur de terrain,

Z0 : Paramètre de rugosité,

Zmin : Hauteur Minimale,

Cr : Coefficient de rugosité,

Ct : Coefficient de topographie,

Cd : Coefficient dynamique,

Ce : Coefficient d'exposition

Cpe : Coefficient de pression extérieure,

Cpi : Coefficient de pression intérieure,

Cp : Coefficient de pression nette,

R : Force résultante,

Ffr : Force de frottement,

C : Cohésion,

Sr : Degré de saturation,

I_p : Indice de plasticité,

I_c : Indice de consistance,

S_c : Tassement oedométrique,

S_{cT} : Tassement total,

S_{adm} : Tassement admissible,

E.L.U : Etat limite ultime,

E.L.S : Etat limite service,

Notations en minuscules :

a : une dimension,

b : une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),

d : distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,

d' : distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,

e : épaisseur, Indice des vides,

c_g : grosseur des granulats,

f : résistance d'un matériau (avec indice), flèche,

f_e : limite d'élasticité de l'acier,

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,

f_{c28} , f_{t28} : grandeurs précédentes avec $j = 28$ jours,

h : hauteur totale d'une section de béton armé,

i : rayon de giration d'une section,

j : nombre de jours,

k : coefficient en général,

l : longueur ou portée (on utilise aussi L),

n : coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,

s : espacement des armatures en générales,

st : espacement des armatures transversales,

x : coordonnée en général, abscisse en particulier,

y : coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,

z : coordonnée d'altitude,

q : *dyn* pression dynamique,

q : *réf* pression dynamique de référence,

Notations en minuscules :

\emptyset : diamètre des armatures, mode propre,

γ_s : coefficient de sécurité dans l'acier,

γ_b : coefficient de sécurité dans le béton,

ε : déformation relative,

ε_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé,

ε_s : allongement relatif de l'acier tendu,

ε'_s : raccourcissement relatif de l'acier comprimé,

η : coefficient de fissuration relatif à une armature,

ν : coefficient de poisson, coefficient sans dimension,

ρ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,

σ : contrainte normale en général,

τ : contrainte tangente (de cisaillement),

σ_{bc} : contrainte de compression,

σ_{ts} et σ_{sc} : contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ

c : Contrainte de consolidation,

s : Contrainte de traction admissible de l'acier,

bc : Contrainte de compression admissible du béton,

β : Coefficient de pondération,

sol : Contrainte du sol,

m : Contrainte moyenne.

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

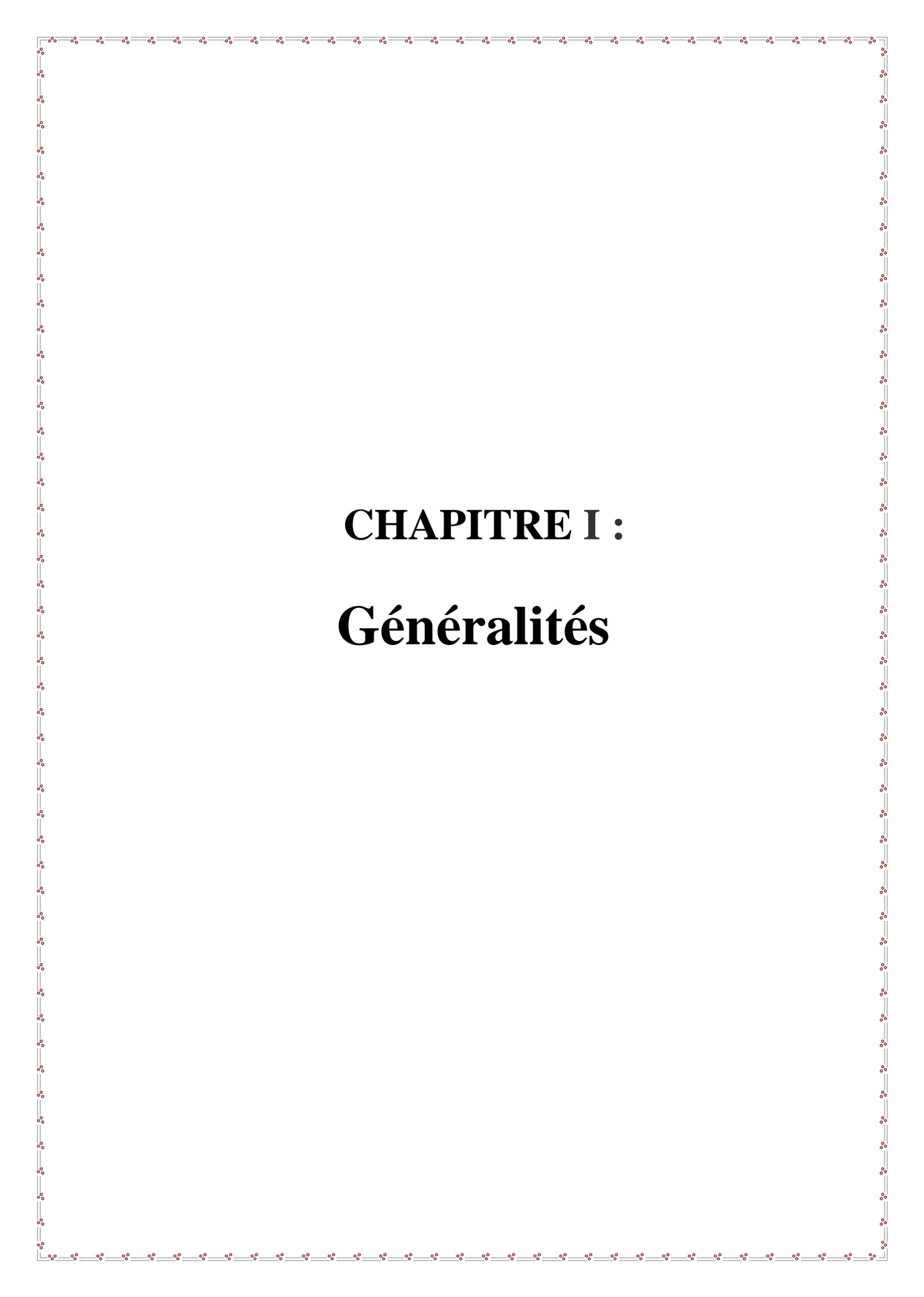
L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+9+SS) qui regroupe commerces, bureaux au , et logements d'habitations. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), qu'il est situé en zone IIa et qu'il dépasse les 14 mètres de hauteur, la structure est soumise à un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel robot v17 et robot experte.



CHAPITRE I :

Généralités

I-Généralités :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**CBA 93, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-1-Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage d'habitation (R+9+sous sol) composé de sous sol dépoté Rez de chaussée commercial et 1^{er} étage des bureaux et sept étages étage à destination d'habitations, implanté à ANNABA, Ville situé en Zone de moyenne sismicité zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003).

I-1-1-But :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié .Vu que l'influence majeur sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

I-1-2-Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I-1-3-Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 3.06$ m.
- Hauteur de RDC $h_{RDC} = 4.08$ m.
- Hauteur de sous sol $h_{\text{sous sol}} = -4.08$ m.
- Hauteur totale de bâtiment sans acrotère $H = 38.76$ m.
- Largeur du bâtiment $B = 14.5$ m
- Longueur du bâtiment $L = 31.9$ m

I-2-Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2$ bars .
- Le poids spécifique de terre $\gamma_h = 1.4$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I-3- Structure de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de **RPA99/version 2003**, d'après les conditions de l' article, **3.4.A** pour les structures en béton armé ,on peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les **8.00 m**, par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier la condition suivante :

- les voiles de contreventement reprendre doivent au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales
- les charges horizontales sont reprise conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction a tous les niveaux
- les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales,
- au moins **25%** de l'effort tranchant de l'étage

I-4-Description de l ouvrage :

➤ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4)cm

Nous avons optés pour des dalles à corps creux, pour les raisons suivantes :

1. Facilité de réalisation.
2. Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
3. Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
4. Raison économique.
5. Et en plus le projet est à usage d'habitation et commerciale charges d'exploitations ne sont pas assez.

Le RDC est en dalle pleine.

➤ Escaliers:

Le bâtiment comporte deux type d'escaliers :

- deux volées et un palier de repos
- trois volées et deux palier de repos

Les escaliers sont coulés sur place.

➤ Maçonnerie :

- La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.
- Les murs extérieurs et Les murs de séparation entre les logements sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm

➤ Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs .
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
- Le plancher terrasse accessible revêtement à carrelage

➤ Isolation :

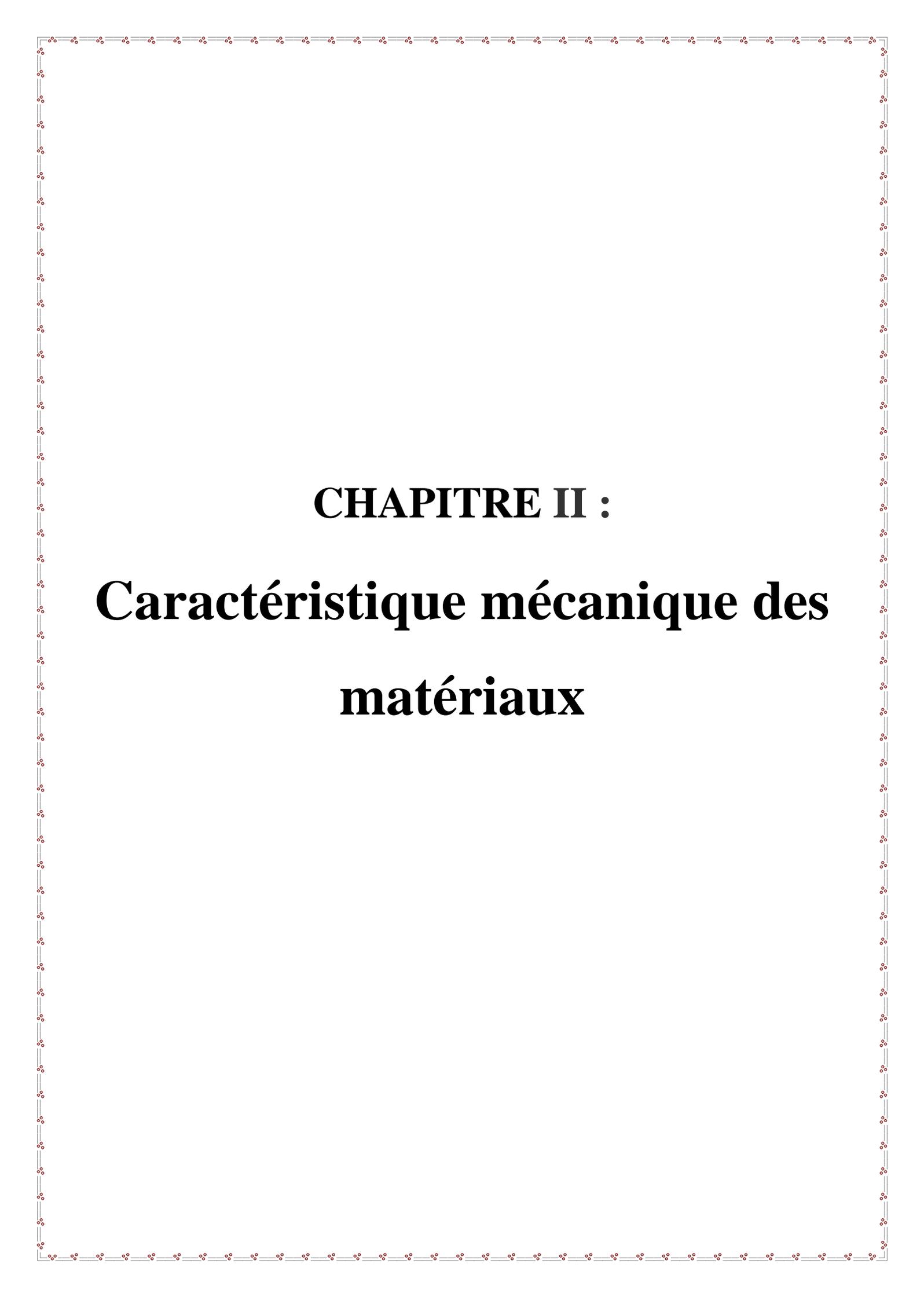
L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation. A noter que l'isolation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

➤ Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 60 cm.

➤ Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.



CHAPITRE II :

**Caractéristique mécanique des
matériaux**

II-Caractéristique mécanique des matériaux :**II-1-Le béton :****II-1-1-Composition moyenne du béton :**

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

Nous avons utilisé une méthode pratique dite <<Méthode de DREAUX et GORISSE>> Pour obtenir un béton normal (D=20mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance la compression = 25MPA.

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

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

Tableau II.1 : Composition moyenne du béton

II-1-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des Armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des Incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.
- **Le ciment** : Les ciments sont des liants hydraulique constitués de poudres fine qui mélangés au l'eau forment une pate capable par hydrations de faire prise et de durcir ou bout d'un temps plus au moins long.

➤ **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ **Graviers**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm.

➤ **L'eau de gâchage :**

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et de la maniabilité de béton. Une insuffisance ou un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance due essentiellement à la porosité créée par l'évaporation de l'eau en excès ou au non compacité suite à son insuffisance.

II-1-3-Résistance mécanique :

II-1-3-1-Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CEM II/ A 42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

♦ **pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:**

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{tj} = 1,1 \cdot f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- ♦ pour des résistances $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \cdot f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{tj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

II-1-3-2- Résistance à la traction :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,6 \cdot f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 \cdot (f_{c28})^{\frac{2}{3}} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

II-1-4-Hypothèses de calcul :

L'étude de structure est effectuée conformément aux règlements ci-après :

❖ Le règlement BAEL 91 :

(Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

II-1-4-1-Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

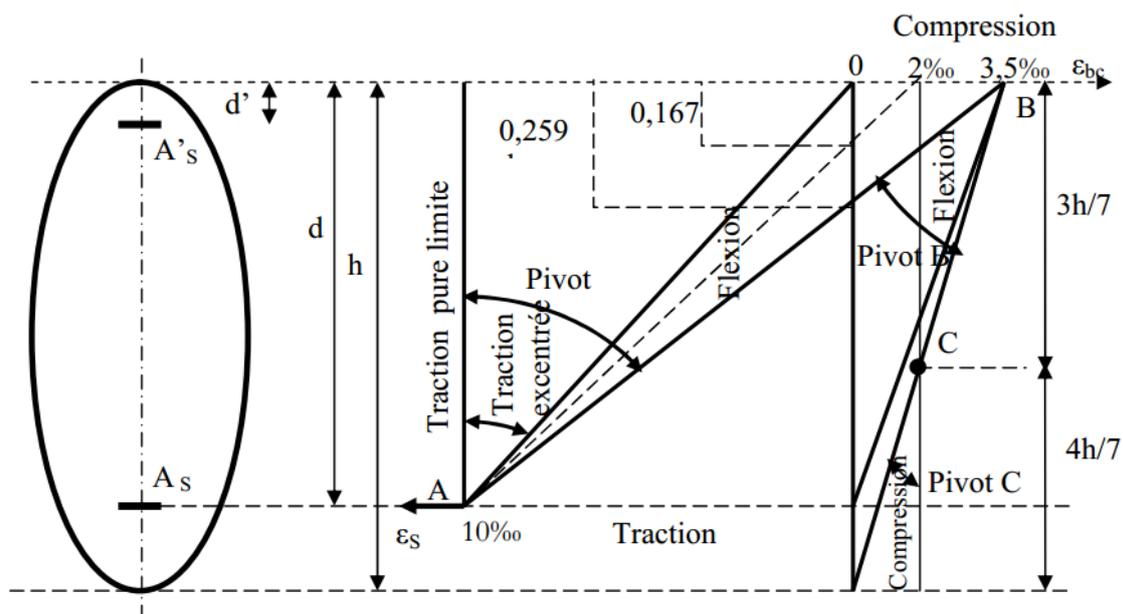
- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

II-1-4-2-Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.

❖ **Le raccourcissement du béton est limité à :**

- $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
- $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.



**Figure II.1 : Diagramme des déformations limites de la section:
Règle des trois pivots**

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

❖ **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰. L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

❖ **Traction excentrée**: à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

❖ **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \times AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \times AB = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.
- Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2)$ donc : $\alpha = 0,167$
- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.
- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.
- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.
- Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2\text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{ ‰}$ sur la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} \leq 2\text{ ‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée

❖ **En résumé :**

- Pivot A : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- Pivot B : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- Pivot C : Compression simple ou composée.

II-1-4-3-Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

II-1-4-4-Hypothèse de calcul :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$).

II-2-Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

II-2-1- Béton :**II-2-1-1-État limite ultime (ELU) :****❖ Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

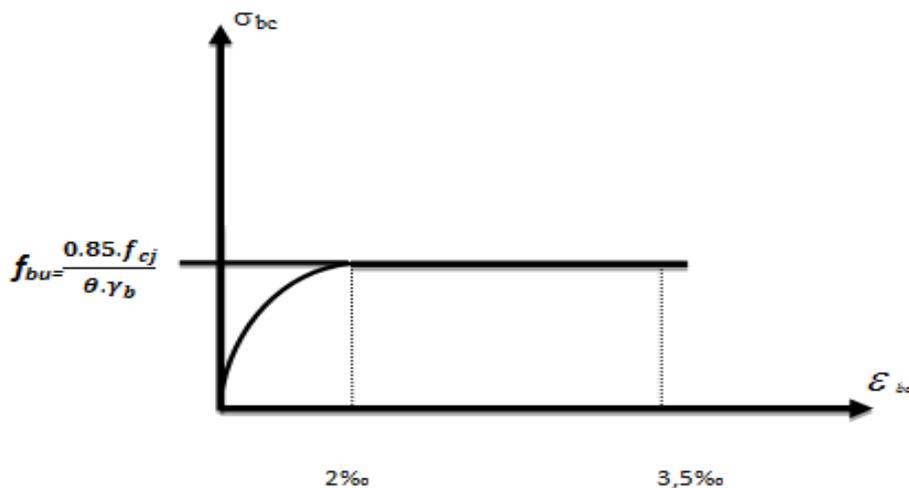


Figure II.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il faut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.
- $\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

❖ **Diagramme rectangulaire (B.A.E.L91 modifié 99, p81) :**

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

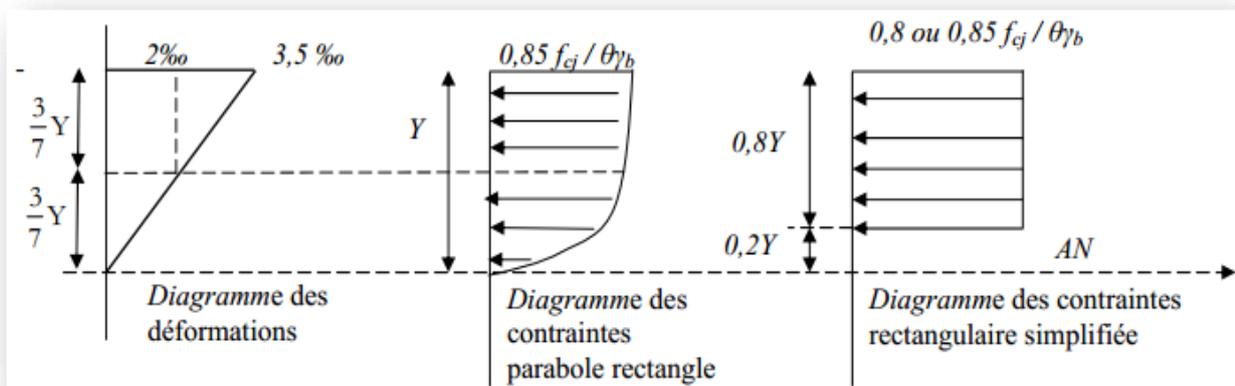


Figure II.3 : Diagramme rectangulaire simplifié

- Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées. $f_{bu} = \frac{0.8 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

II-2-1-2-État limite ultime (ELU) :

est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

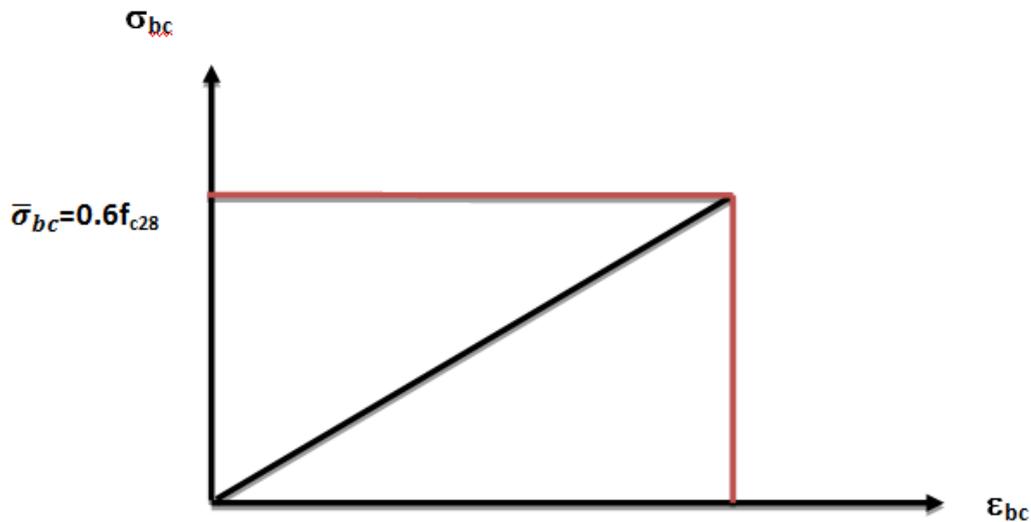


Figure II.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où : } E_{I28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où : } E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

❖ Coefficient de Poisson:

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations Longitudinales noté "v". Conformément au règlement **BAEL 91**:

- à l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- à l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

❖ Contrainte admissible de cisaillement :

- $\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.
- $\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u

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

Avec :

- **b** : largeur de la pièce.
- **d**: hauteur utile.

II-2-2-Acier:

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

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

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

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers

II-2-2-1-Contraint limite de l'acier :**II-2-2-2-État limite ultime (ELU) :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_{es} : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelle

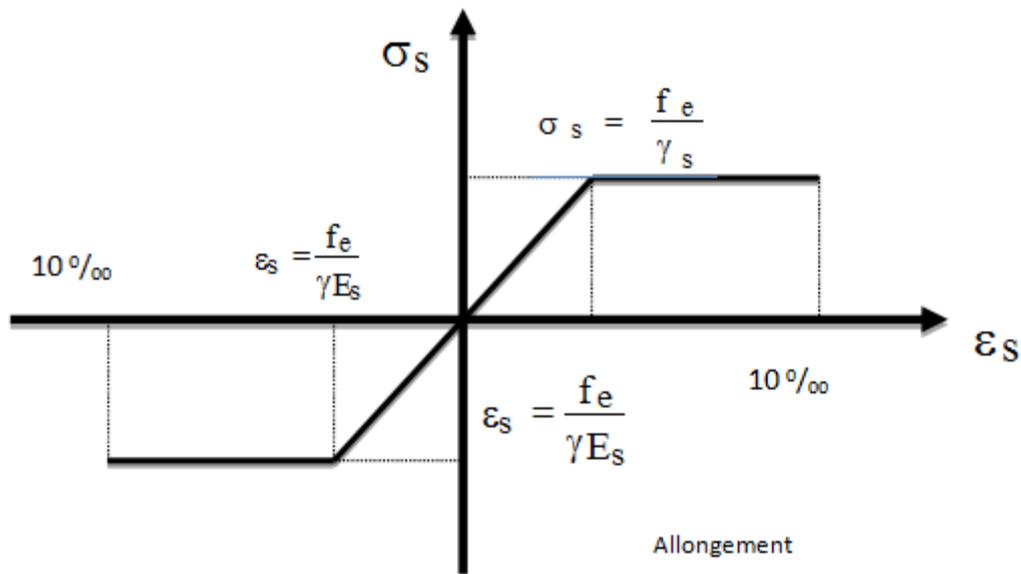


Figure II.5: diagramme contraintes déformations

II-2-2-3-Contrainte admissibles à ELS:

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$ en MPa

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$ en MPa

Avec η : coefficient de fissuration.

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

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15,$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

Es : module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

Fe= 400 MPa.

II-2-3-Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

➤ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

➤ **Etat limite de service :**

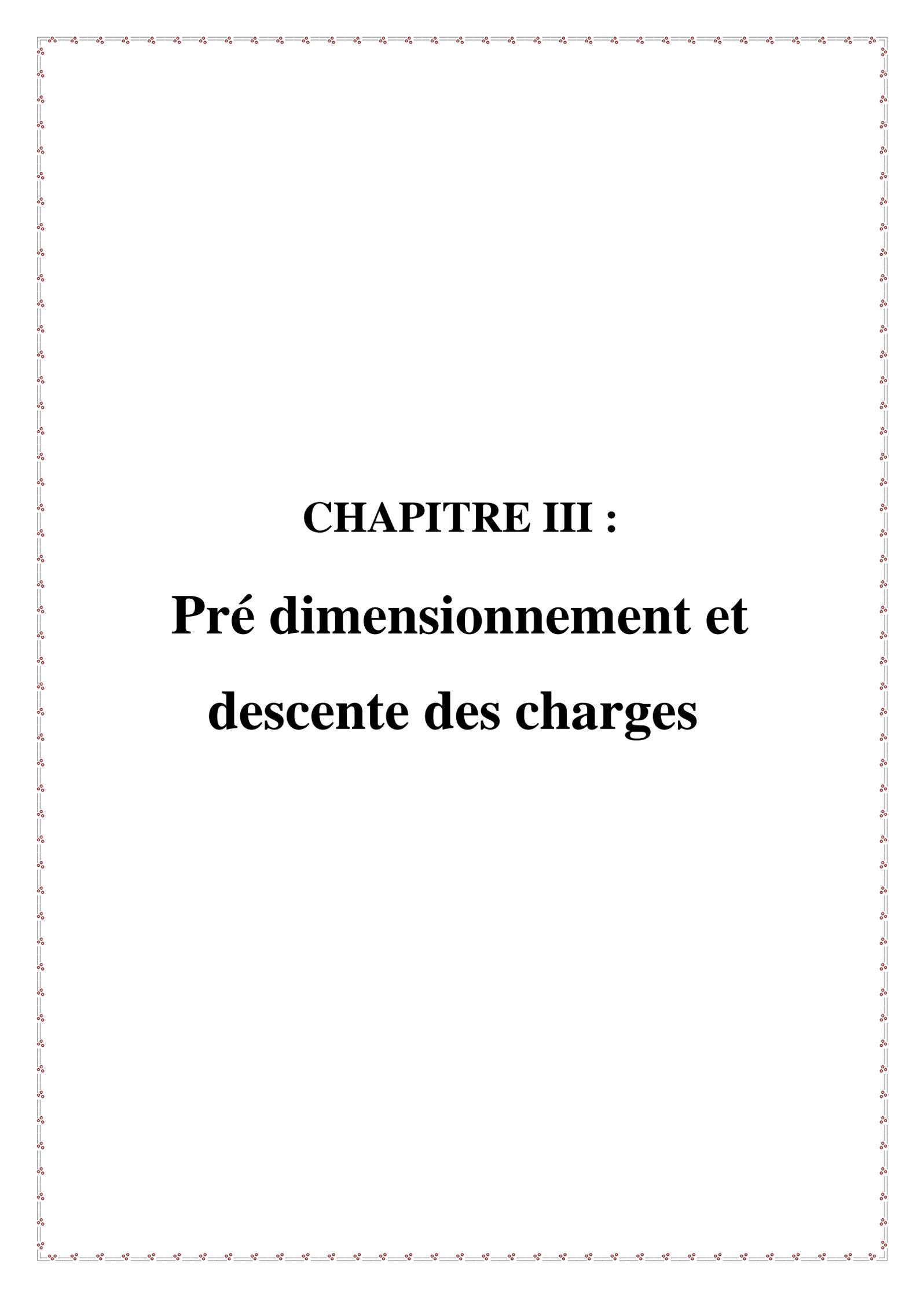
Combinaison d'action suivante : **G + Q**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q + E \quad G : \text{charge permanente.}$$

$$G + Q + 1,2 E \quad \text{avec} \quad Q : \text{charge d'exploitation.}$$

$$0,8 G + E \quad E: \text{effort de séisme}$$



CHAPITRE III :

**Pré dimensionnement et
descente des charges**

III-Pré dimensionnement et descente des charges :

III-1-Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles, et des autres éléments secondaires, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelle pré dimensionnement, ce pré dimensionnement pour un but : détermination de l'ordre de grandeur du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage.

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

III-2-Pré dimensionnement:

Dans notre projet les planchers sont en :

- ✓ **Corps creux et en dalle pleine**

III-2-1-Pré dimensionnement des planchers (corps creux) :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, est reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. On adopte des planchers à corps creux pour les raison suivantes :

- Plancher léger
- Pas de charges concentrées importantes
- Bonne isolation thermique et phonique
- Exécution facile

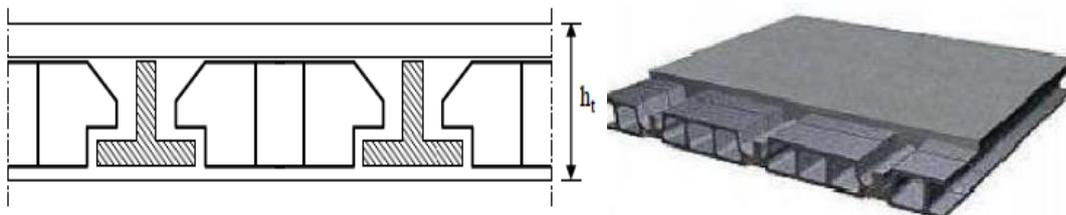


Figure III.3: plancher corps creux.

L'épaisseur des planchers à corps creux et fonction de la hauteur des poutrelles (ht), et des conditions d'utilisation et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après:

❖ **Résistance au feu :**

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 15\text{cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet : $e = 16\text{ cm}$.

❖ **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e = 16\text{ cm}$

❖ **Résistance à la flexion :**

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

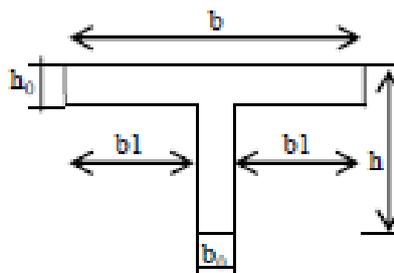
$$\frac{L_{max}}{22.5} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{15} \Rightarrow \frac{410}{22.5} \leq ht \leq \frac{410}{15} \Rightarrow 18.22\text{cm} \leq ht \leq 27.33\text{cm}$$

L : est la plus grande portée des poutrelles mesurée entre ns des appuis dans le sens des nervures.

on a: **L = 410 cm d'ou $18.22\text{ cm} < ht < 27.33\text{ cm}$.**

Donc on adopte une épaisseur de: **$ht = 20\text{ cm}$** (disponibilité d'un corps creux de **16+4** au niveau du marchés avec : **$b = 65\text{ cm}$** choisie d'avance

- La table de compression à prendre en compte est choisie en respectant



➤ **Les nervures :**

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (**T**) de caractéristique géométrique suivants :

La largeur de la table de compression est égale à : **$b = b_0 + 2b_1$** .

Avec :

$$0.3 \cdot h \leq b_0 \leq 0.4 \cdot h$$

$$0.3 \cdot 16 \leq b_0 \leq 0.4 \cdot 16$$

$$4.8 \leq b_0 \leq 6.4$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

Avec :

$$b_1 = (65 - 12) / 2 = 26.5 \text{ cm}$$

largeur de la table :

$$b > \min [2 b_1 + b_0 ; l/10]$$

$$b > \min (65 ; 410/10)$$

$$b > \min (65 ; 41) \implies \text{pour la sécurité } b = 65 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
Entraxe des nervures	65 cm
Largeur des nervures (b_0)	12 cm
Hauteur utile de la section (d)	18 cm
Distance entre nus de deux nervure (L_0)	55 cm
Largeur de la nervure (b)	65 cm

III-2-2-Pré dimensionnement des planchers dalle plein :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis

Ce type d'éléments travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles, ou voiles)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance,

$$L_x = 4.10 \text{ m} \quad L_y = 4.40 \text{ m} \quad \alpha = L_x/L_y = 0.93 > 0.4$$

⇒ Le panneau porte dans deux directions

a) Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu

On adopte : $e = 12 \text{ cm}$

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques « **CBA 93** » en vigueur en L'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique on limite donc notre épaisseur, $a = 15 \text{ cm}$

c) Résistance la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis ; $L_x / 35 < e < L_x / 30$
- Dalle reposant sur trois aux quatre appuis ; $L_x / 45 < e < L_x / 40$

L_x : est le petite portée du panneau le plus sollicité, dans notre projet les dalles qui repose sur quatre appuis ont une portée égales a :

d) Condition de flèche :

Selon (C .B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes :

- $f_{\max} < L_{\max} / 500$; porté est au plus égale à **5 m** .
- $f_{\max} < 0,5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000$; si la portée L est au plus supérieur a **5 m** .

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$

- ◆ Poids propre : $G = 6.30 \text{ KN/m}^2$
- ◆ Surcharge d'exploitations : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- ◆ $f_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI}$; $f_{\text{adm}} = L/500$.

$$e > \frac{\sqrt{(12) \cdot 2500 \cdot ql^3}}{384bE} \quad e = 11,86 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, on optera épaisseur $e=12$ pour toutes les dalles Pleines

III-2-3-Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99/version 2003.

III-2-3-1- Poutres (principales):

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- elles relient les poteaux.
- elles Supportent la dalle.
- ❖ D'après le BAEL91:

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

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

Avec :

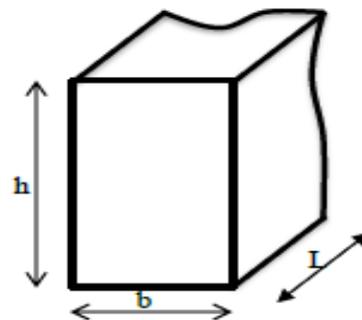
L : portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : $L = 480 - 40 = 440 \text{ cm}$

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



$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$29.31 \leq h \leq 44$$

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

$$0,3h \leq b \leq 0.4h$$

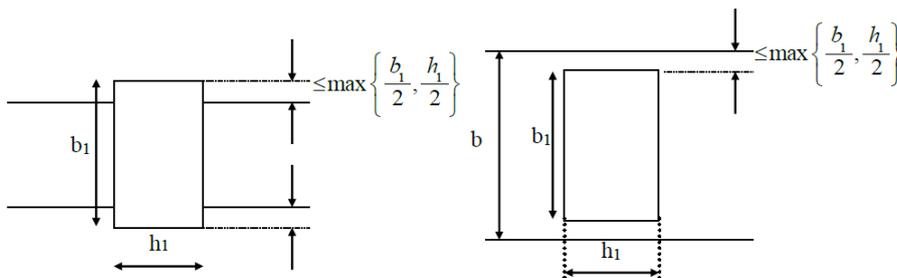
$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.4 \cdot 40$$

$$12 \leq b \leq 16$$

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

❖ Condition du R.P.A 99 :

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$



III-2-3-2-Poutres (secondaires):

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

❖ D'après le BAEL91:

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

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

Avec :

l : portée maximale de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

Nous avons : $L = 450 - 40 = 410 \text{ cm}$

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

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$$

$$27 \leq h \leq 41$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$.

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

$$0,3 \cdot 35 \leq b \leq 0,4 \cdot 35$$

$$10,5 \leq b \leq 14$$

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

❖ **Condition du R.P.A 99 :**

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1.16 \leq 4 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

poutres	section cm^2
Principales	(30x40)
Secondaires	(30x35)

Tableau III.6: section des poutres

III-2-4- Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

❖ **L'acrotère est sollicitée par :**

- un effort normal (G) dû à son poids propre.
- un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de **1m** dans la section d'encastrement.

❖ **La surface de l'acrotère est :**

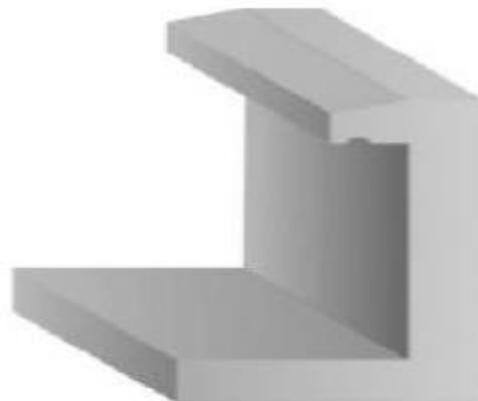
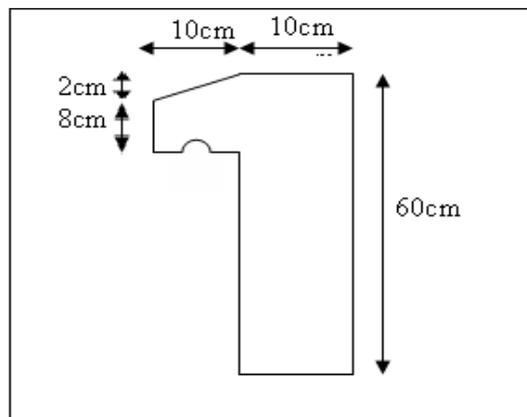


Figure III.4: schéma de l'acrotère.

$$S = (0,02+0,1)/2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1+0,6)$$

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

❖ **Le poids propre de l'acrotère est :**

$$P = (0,069 \times 25) = 1.725 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.72 \text{ KN/m}$$

Il subit une poussée horizontale de main courante De : **Q = 1KN/m.**

III-2-5-Predimensionnement des escaliers:

III-2-5-1-Définition :

L'escalier est une construction constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site celui de notre projet :

Escaliers droites 3 volées avec 2 paliers intermédiaires pour tous les étages :

H : la hauteur du palier.

L_0 : Longueur projetée de la volée.

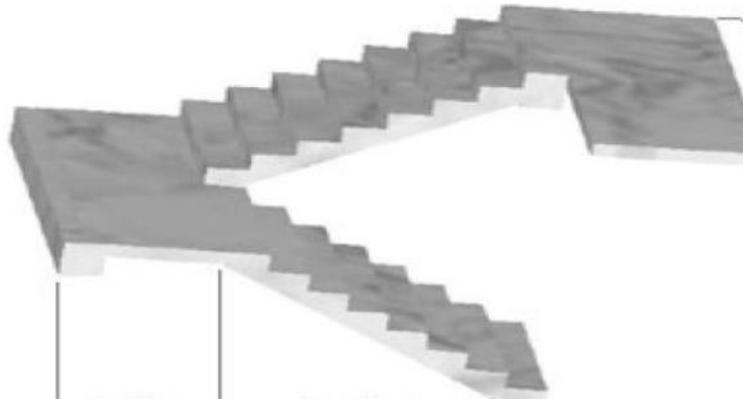
L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier de repos.

❖ Hauteur de marche

Valeur moyenne : $17\text{cm} \leq h \leq 13\text{cm}$.

On prend $h = 17\text{cm}$.



III-2-5-2-Escalier d'étage courant :

- Hauteur d'étage : $H = 3.06\text{m}$.
- Hauteur de gravir = 1.36 m .

Choix de la hauteur de la marche :

D'après relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

On a ; $59 < 2h + g < 66$ Pour $h = 17\text{ cm}$

$N_c = H/h = 306 / 17 = 18$ On aura 18 contre marches entre chaque deux étages :

On a deux volées, donc 9 contre marches par volée ;

$N = N_c - 1 = 8$ marches

❖ Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on a :

$L = g \cdot (n-1)$ $g = (L) / (n-1) = 30\text{ cm}$

❖ **Détermination d'inclinaisons de paillasse :**

$$Tg(\alpha) = H/L = 1.53/2.10 = 0.728 \quad \alpha = 36.05$$

Epaisseur de la paillasse (e)

La longueur développée est : $L = Lv + Lp + L'p$

Lv : Longueur de la volée

Lp : Longueur du palier du départ.

$L'p$: Longueur du palier d'arrivée

$$L = Lp + \sqrt{L0^2 + H^2} + L'p$$

$$L = 1.09 + \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} + 1.30$$

$$L = 4.89 \text{ m}$$

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20} \quad 0.16 \text{ m} \leq e \leq 0.19 \text{ m.}$$

en prend: $e = 17 \text{ cm}$

III-2-5-3-Escalier de sous sol et RDC :

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

La hauteur (h) et la largeur (g) des marches

- Hauteur d'étage : $H = 4.08 \text{ m}$.
- Hauteur de gravir = 1.36 m .

Choix de la hauteur de la marche :**D'après relation de Blondel**

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

En fixant la hauteur des contres marches $h = 17 \text{ cm}$, nous aurons le nombre de contre marche

$$N_c = H/h = 136/17 = 8 \text{ contres marches}$$

On aura 8 contre marches entre chaque deux étages :

On a trois volées, donc 8 contre marches par volée ;

$$N = N_c - 1 = 7 \text{ marches}$$

Qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30 \text{ cm}$, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

$$g = (L_0)/(n-1)$$

$$g = \frac{2.10}{8-1} = 30 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse (e)

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$

L_v : Longueur de la volée

L_p : Longueur du palier du départ.

L'_p : Longueur du palier d'arrivée

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p$$

$$L = 1.09 + \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} + 1.30$$

$$L = 4.89 \text{ m}$$

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \quad 0.16 \text{ cm} \leq e \leq 0.19 \text{ cm}, \quad \text{on prend: } e = 17 \text{ cm}$$

III-2-5-4-Escalier de 9 étage duplex :

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

La hauteur (h) et la largeur (g) des marches

- Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$.
- Hauteur de gravir = 1.53 m .

Choix de la hauteur de la marche :**D'après relation de Blondel**

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron

$$\text{On a ; } 59 < 2h + g < 66$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

En fixant la hauteur des contres marches $h = 17$ cm, nous aurons le nombre de contre marche

$$N_c = H/h = 153/17 = 9 \text{ contres marches}$$

ON aura 8 contre marches entre chaque deux étages :

On a trois volées, donc 8 contre marches par volée ;

$$N = N_c - 1 = 8 \text{ marches}$$

Qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 27$ cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

$$g = (L_0)/(n-1)$$

$$g = \frac{1.89}{8-1} = 0.27 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse (e)

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'p$

L_v : Longueur de la volée

L_p : Longueur du palier du départ.

$L'p$: Longueur du palier d'arrivée

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'p$$

$$L = 1.41 + \sqrt{2.16^2 + 1.53^2} + 0.95 \longrightarrow L = 5 \text{ m}$$

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \quad 0.16 \text{ cm} \leq e \leq 0.19 \text{ cm} \quad \text{en prend: } e = 17 \text{ cm}$$

III-2-6-Pré dimensionnement Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon **R.P.A 99**« version 2003 art 7.4 page 48»,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min}\{b, h\} \geq 25\text{cm}$
 - $\text{Min}\{b_1, h_1\} \geq h_e/20$
 - $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$
- } \implies (en zone IIa) notre cas.

Dans notre projet le nombre d'étages est grand (R+9) alors on prend une section carré de côté : $a=55 \times 55 \text{ cm}^2$ pour le sous sol jusqu'a 1er étage, et $45 \times 45 \text{ cm}^2$ pour 2 eme étage jusqu'a 4 eme étage ; et $40 \times 40 \text{ cm}^2$ pour 5 eme étage jusqu'a 7 eme étage ; et $30 \times 30 \text{ cm}^2$ pour 8 eme étage jusqu'a 9 eme étage.

III-2-6-1-Vérification (conditions minimales) :

- $\text{Min}(55,55) = 55\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.
- $\text{Min}(45,45) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.
- $\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.
- $\text{Min}(30,30) = 30\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$ vérifié .
- $\text{Min}\{b_1, h_1\} > h_e/20$
- $\text{Min}(55,55) = 55\text{cm} > h_e/20 = 20.4$; vérifié.
- $\text{Min}(45,45) = 45\text{cm} > h_e/20 = 15.3$; vérifié.
- $\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} > h_e/20 = 15.3$; vérifié.
- $\text{Min}(30,30) = 30\text{cm} > h_e/20 = 15.3$; vérifié.

III-2-7-Pré dimensionnement des voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent),

et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

-Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

-Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

-Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la phase de ce prédimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

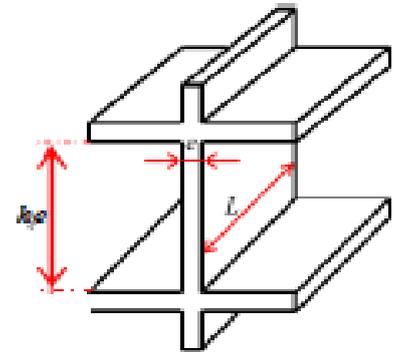
L'épaisseur minimale est de **15cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à c.à.d. Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99 :

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

III-2-7-1-Voile étage et RDC :

$h_e = 3$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les voiles à abouts libres : **$a \geq \max [h_e/20; 15 \text{ cm}]$**



$$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 306/20 \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm.}$$

On adopte : $e=20 \text{ cm}$

III-2-8-Prédimensionnement cloisons extérieur ;

La maçonnerie utilisée est brique (en double cloisons) avec 30 % d'ouvertures ;

- Enduit extérieure ; $2 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- Brique creuses : $15 \times / = 1.3 \text{ KN/m}^2$
- Enduit intérieure ; $2 \times 10 = 0.20 \text{ KN/m}^2$

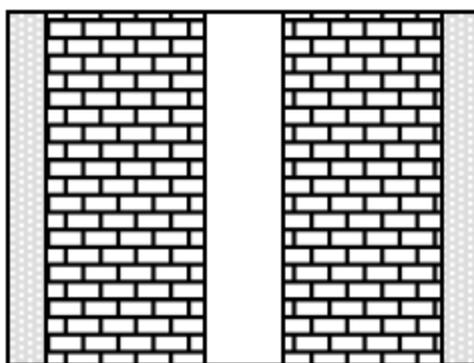


Figure III.3 : cloisons extérieur

III-3-Descente des charges et Evaluation des charges :

III-3-1-Evaluation des charges :

L'évaluation des charges consiste à déterminer la charge permanente de chaque élément, et la charge d'exploitation qui lui convienne à partir du document technique.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

III-3-2-Acrotère :

- ♦ La surface $S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0688 \text{ m}^2$
- ♦ Le Poids propre $G = 0.0688 \times 2500 = 172 \text{ kg/ml}$
- ♦ Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/ml}$

III-3-3-Les Poteaux:

- ♦ **Poteau 01:** (55x55) cm: $0.55 \times 0.55 \times 2500 = 756.25 \text{ Kgf/m}^2$
- ♦ **Poteau 02 :** (45x45) cm: $0.45 \times 0.45 \times 2500 = 506.25 \text{ Kgf/m}^2$
- ♦ **Poteau 03 :** (40x40) cm: $0.4 \times 0.4 \times 2500 = 400 \text{ Kgf/m}^2$
- ♦ **Poteau 04 :** (30x30) cm: $0.3 \times 0.3 \times 2500 = 225 \text{ Kgf/m}^2$

III-3-4-Les Poutres:

A. Poutre Principales : (30x40) cm: $0.3 \times 0.40 \times 2500 = 300 \text{ Kgf/m}^2$

B. Poutre Secondaire : (30x35) cm: $0.3 \times 0.35 \times 2500 = 262.5 \text{ Kgf/m}^2$

III-3-5-Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est à un zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux Surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

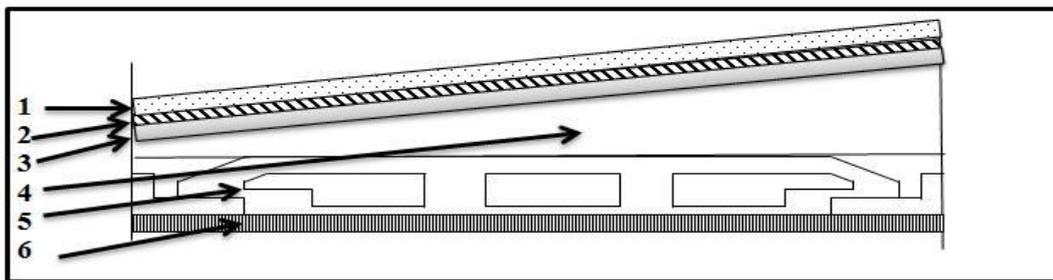


Figure III.4 : schéma du plancher terrasse

	matériaux	Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	gravier	5	20	1
2	Étanchéités multicouches	2	/	0.12
3	isolation thermique en liège	4	4	0.16
4	Béton forme de pente	8	20	1.6
5	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
totale				5.88

Tableau III.7:Evaluation des charges du plancher terrasse (G).

- Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$.
- Charge permanente : $G = 5.888\text{KN/m}^2$.

III-3-6-Plancher étage courant :



Figure III.5 : schéma du plancher étage courant

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.4
3	Cloison légère	10	10	1
4	Lit de sable	3	18	0.54
5	Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
totale				5.54

Tableau III.8 : évaluation des charges plancher étage courant (G).

- Charge d'exploitation : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge permanente : $G = 5.54\text{KN/m}^2$

III-3-7-Balcon des étages courants (dalle pleine)

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Dalle pleine	12	25	3.00
4	Lit de sable	3	18	0.54
5	Enduit en ciment	2	10	0.36
totale				4.9

Tableau III.9:Balcon des étages courants (dalle pleine).

- Charge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge permanente : $G = 4.9 \text{ KN/m}^2$

III-3-8-murs extérieures :

matériaux		Epaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieure (ciment)	2	18	0.36
2	Brique creuse	15	/	1.3
3	L'âme d'aire	5	/	/
4	Brique creuse	10	/	0.9
5	Enduit en plâtre	2	10	0.20
totale				2.76

Tableau III.10: murs extérieures:

- Charge permanente : $G = 2.76 \text{ KN/m}^2$

III-3-9-Cloisons intérieures :

matériaux		Epaisseur e (cm)	d(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieure (ciment)	2	10	0.2
2	Brique creuse	10	/	0.9
3	Enduit en plâtre	2	10	0.20
totale				1.3

Tableau III.6: Cloisons intérieures

Charge permanente : $G = 1.3 \text{ KN/m}^2$

III-3-10- Palier de repos :**Etage courante et RDC, Sous sole**

matériaux		Epaisseur e (cm)	d(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	1.5	20	0.3
	Lit de sable	1.5	18	0.27
3	Poids propre du palier	17	25	4.25
4	Enduit en plâtre	0.1	10	0.01
totale				5.23

Tableau III.7 : Palier de repos (étage courant et RDC):

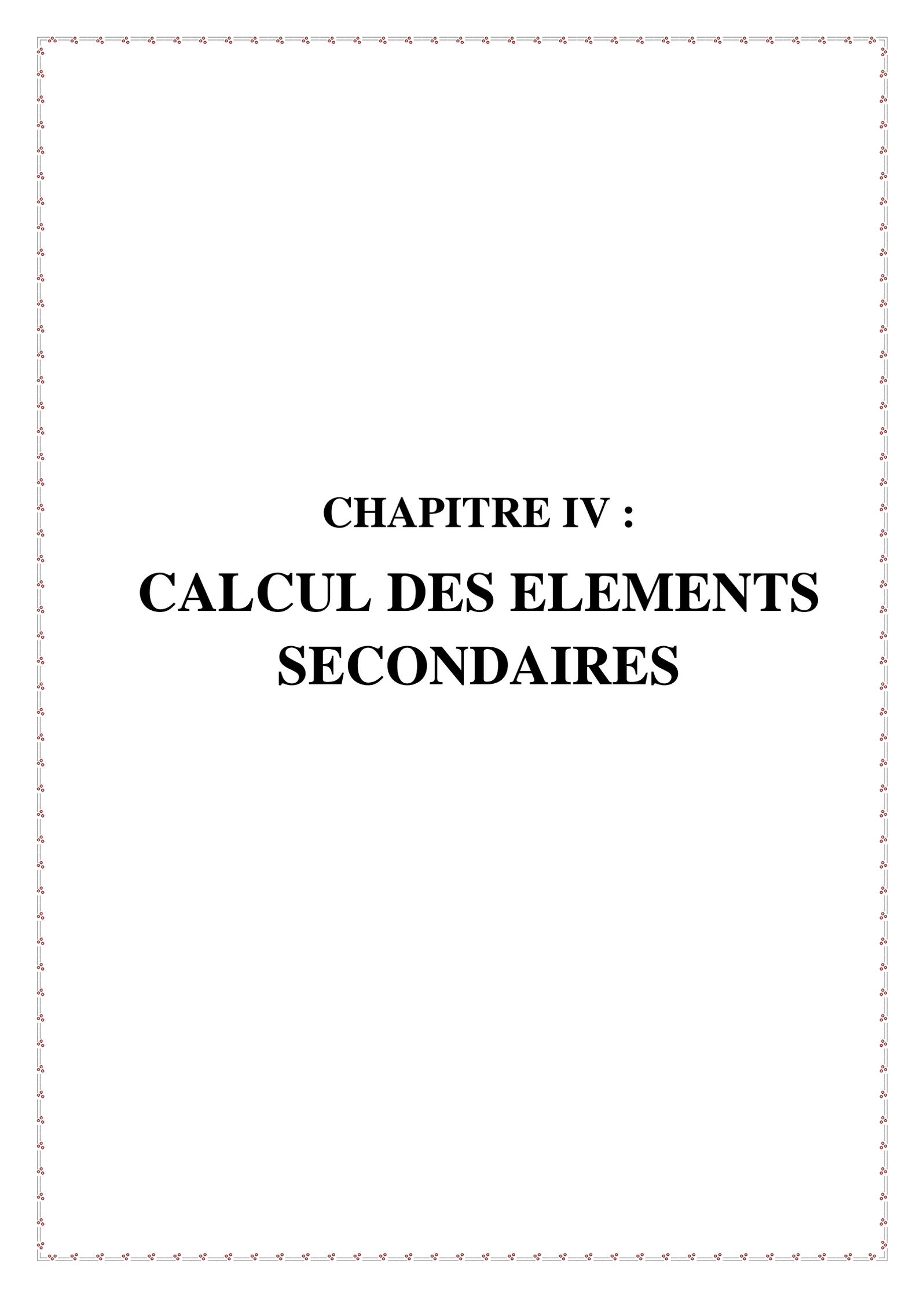
- Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge permanente : $G = 5.23 \text{ KN/m}^2$

III-3-11-Paillasse

	matériaux	épaisseur e (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Poids des marches	8.5	25	2.125
4	poids propre du paillasse	17	$25/\cos 36.05$	5.25
5	Enduit en plâtre	1	$0.02 \times 10 / \cos 36.05$	0.1
totale				8.63

Tableau III.8 : Paillasse étage courant et RDC.

- Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$.
- Charge permanente : $G = 8.63 \text{ KN/m}^2$



CHAPITRE IV :
CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES

IV-CALCULE DES ELEMENT SECONDAIRES :

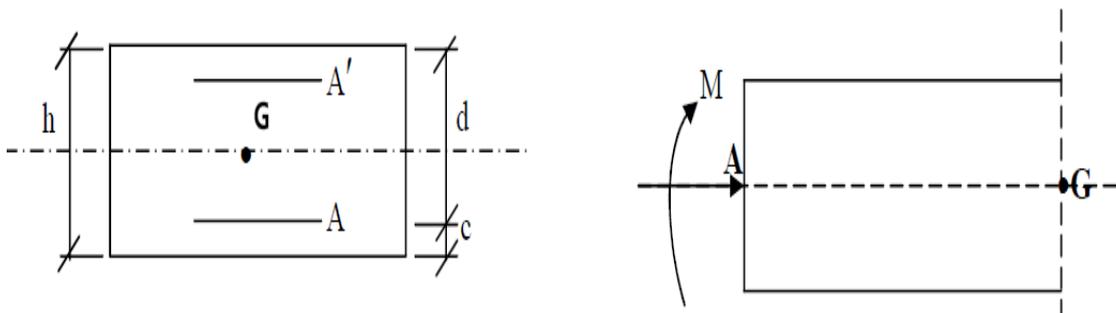
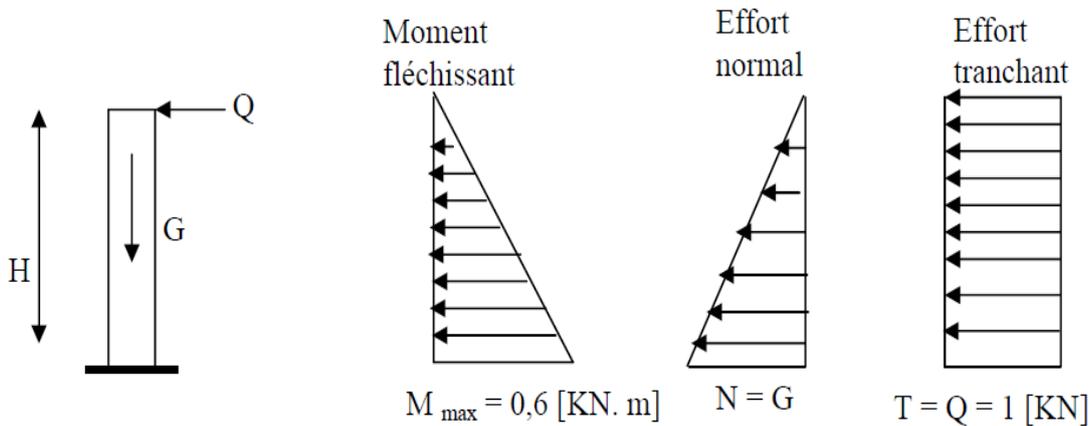
IV-1-L'acrotère:

IV-1-1-Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts Q et G et sera déterminé en flexion composée avec compression.

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement

Schéma statique :



$$G = 25 [(0,6 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / 2] = 1.72 \text{ KN /ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.72 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN/ml}$

IV-1-2-Combinaison des charges :❖ **A l'ELU:**

$$N_u = 1,35xG = 1,35x 1.72 = 2.32 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5xQ = 1,5x0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS:**

$$N_s = 1.72 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m}$$

IV-1-3-Ferraillage de l'acrotère:

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre Linéaire; pour le calcul, on considère une section (b*h) soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et **c'** : Enrobage : 2 cm

d = h – c : Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9x10^2}{2,455} = 36,65 \approx 37$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

IV-1-4-Calcul en flexion simple et composé :**IV-1-4-1-calcul en flexion simple :****❖ Moment fictives:**

$$M_f = N_u x e_f = N_u (e_u + \frac{h}{2} - c) = X(0,37 + (0,1 / 2) - 0,02) = 0,982 \text{KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,982 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0108$$

AVEC : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{C28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 10^4}{1 \cdot 1,5} = 142 \text{kgf/cm}^2 = 14,2 \text{MPa} > 0,392 \text{La}$ $\mu_u < \mu_1$ la section est simplement armée donc $A_s = 0$

$$\mu_u = 0,0108 \Rightarrow \beta = 0,995$$

❖ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,982 \times 10^5}{0,995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,35 \text{ cm}^2$$

IV-1-4-2-Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{cm}^2$$

IV-1-5-Vérification à l'ELU:**IV-1-5-1-Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d x \frac{f_{t28} x e_s - 0,455 d}{f_e x e_s - 0,185 d} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,9 \text{cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,330 \text{ cm}^2$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{C28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

❖ **Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles Calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 6\text{HA}8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $s_t = 20 \text{ cm}$

IV-1-5-2-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm/ml}$$

Soit : $5\text{HA}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60 cm de hauteur.

IV-1-6- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left(\frac{0,15 \cdot 25}{1,5}, 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement droit selon CBA 93 :**

$$l_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

IV-1-7-Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme Préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPA}$$

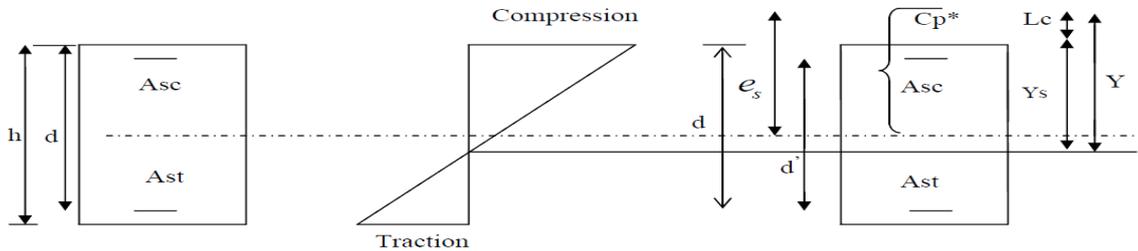
$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \} \right\} = 201,63 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow n = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6 \text{ mm}$

On a L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_C = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 33 = -28 \text{ cm}$$

$$L_C = -28 \text{ cm}$$



$$y^3 + P_Y + q = 0$$

$$p = -3(L_C)^2 - 90A_s X \frac{L_C - d'}{b} + 90A_{st} X \frac{d - L_C}{b}$$

$$A_s = A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$P = -3(-28)^2 - 90(2,51) \frac{(-28-6)}{100} + 90(2,51) \frac{(8+28)}{100}$$

$$P = -2193,87$$

$$q = -2L_C^3 - 90 A_s \frac{(L_C - d)^2}{b} - 90 \frac{(d - L_C)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2,51) \frac{(-28-6)^2}{100} - 90(2,51) \frac{(8+28)^2}{100} = 38364,93 \quad \mathbf{q = 38364,93}$$

$$\Rightarrow y^3 - 2193,87y + 38364,93 = 0$$

$$y_1 = 30,78. y_2 = -53,90. y_3 = 23,12.$$

Condition : $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$y_{ser} = y + L_C$$

$$y_{1SER} = 30,78 - 28 = 2,78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$y_{2SER} = -53,90 - 28 = -81,90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{3SER} = 23,12 - 28 = -4,88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{SER} = y_{1SER} = \mathbf{2,78 \text{ cm}}$$

$$y_{1SER} = 30,78 - 28 = 2,78 \text{ cm}$$

Avec $y = y_{SER} - L_C = 28 + 2,78 = 30,78 \text{ cm}$

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + n [A_{St}(d - y_{ser})^2 + A_s(y_{ser} - d')^2] : n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

n : Coefficient d'équivalent

$$I = \frac{100 \times 2,78^3}{3} + 15 [2,51(8 - 2,78)^2 + 2,51(2,78 - 6)^2] = 2132,43 \text{ cm}^4$$

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y x N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3078 \times 1,819 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} = 2,78 \times 10^{-8} \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0,73 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA (déjà calculé)}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 0,3078 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} (0,08 - 2,78 \times 10^{-2}) \times 10^{-6}$$

$$\sigma_s = 20,55 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV-1-8-Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2)

$$A = 0,15$$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,819 kN/ml

d'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,819 = 0,873 \text{ /ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \implies \text{Condition vérifiée.}$

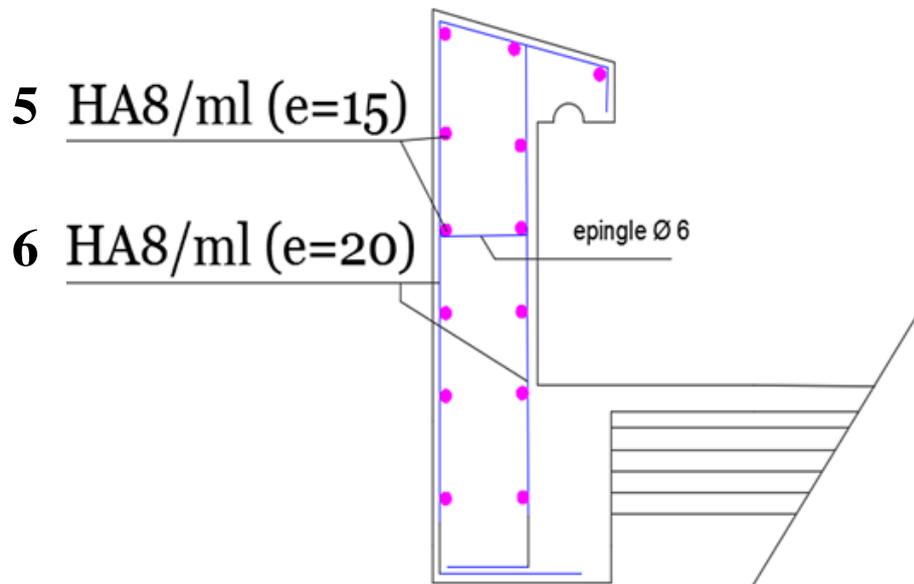


Figure IV.2: ferrailage de l'acrotère

IV-2-Escalier étage courant(1 er étage jusqu'a 9 eme étage) :

IV-2-1-Introduction:

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse) , il sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction. L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple. L'enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm.

IV-2-2-Calcul Volée 1 le même niveau sous sol et RDC et étage courant:

On a trouvé dans le chapitre précédent :

$$g=30\text{cm} \quad h=17\text{cm}$$

$$n= 8 \quad \Rightarrow 136\text{m} (8 \times 17)$$

$$n-1=7 \quad \Rightarrow 135\text{cm} (7 \times 30)$$

$$\text{Tg}(\alpha) = H/L = 1.36/2.10 = 0.647 \quad \alpha = 32.90^\circ$$

$$e = 17 \text{ cm} \quad L = \sqrt{136^2 + 210^2} = 2.50 \text{ cm}$$

IV-2-2-1-Evaluation des charges :

Selon le chapitre II on a :

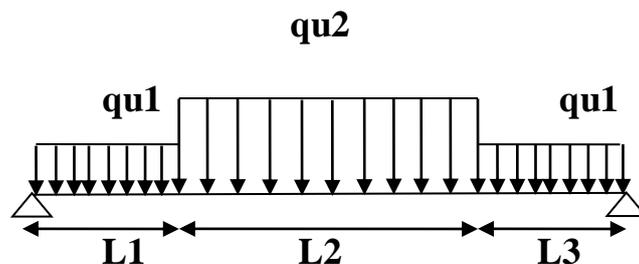
- Paillasse : $G = 8.63 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Palier : $G = 5.23 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

IV-2-2-2-Pondération des charges :

Cas	placier	paillasse
G (KN/m²)	5.23	8.63
Q (KN/m²)	2.5	2.5
qu (KN/m²) (ELU)	10.81	15.40
qs (KN/m²) (ELS)	7.73	11.13

Tableau IV.1 : Sollicitations d'escalier.

IV-2-2-3-ELU :



$$qu \text{ eq} = \frac{qu1 * L1 + qu2 * L2 + qu1 * L3}{L1 + L2 + L3}$$

$$qu \text{ eq} = \frac{10.81 * 1.09 + 15.40 * 2.5 + 10.81 * 1.3}{1.09 + 2.5 + 1.3}$$

$$qu \text{ eq} = 13.15 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 39.30 \text{ KN.m}$$

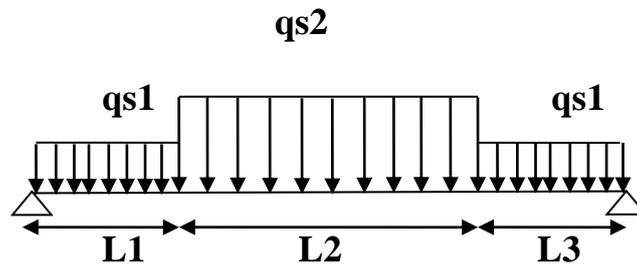
$$M_t = 0.85 M_0 = 33.40 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -15.72 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T = q_{eq} \cdot \frac{l}{2} = 32.15 \text{ KN}$$

IV-2-2-4-ELS :



$$q_s eq = \frac{qs1 * L1 + qs2 * L2 + qs1 * L3}{L1 + L2 + L3}$$

$$q_s eq = \frac{7.73 * 1.09 + 11.13 * 2.5 + 7.73 * 1.3}{1.09 + 2.5 + 1.3}$$

$$q_s eq = 9.46 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 28.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 24.03 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.34 M_0 = -11.31 \text{ KN.m}$$

IV-2-3-Ferraillage :

IV-2-3-1-Sur Travée :

❖ **Vérification a ELU :**

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100*17).

d = h - c.

h = 17 cm; C = C' = 2 cm; d = 15 cm

$$M_t = 33.40 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{33.40 \cdot 10^4}{100 \cdot 15^2 \cdot 142} = 0,1045 < \mu_R = 0.379 \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,1045)}}{0,8} = 0.138$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 15 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.138)$$

$$Z = 14.1 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{33.40 \cdot 10^4}{14.1 \cdot 3480}$$

$$A_s = 6.77 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 7\text{HA}12 \quad (7\text{HA}12 = 7.92\text{cm}^2)$$

❖ **Vérification Condition de non fragilité :**

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e)$

$$A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2, A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul de l'espacement:**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \cdot 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{n} - 1 = \frac{100}{6} = 16.66$$

On adopte un espacement de **16cm**

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\text{cm}^2.$$

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5\text{HA}10 \quad (5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2)$$

$S_t \leq \min(4h, 40\text{cm})$, On adopte un espacement de **25cm**

❖ **Vérification a'ELS :**

Vérification de contrainte :

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$A_s' = 0, A_s = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}, \eta = 17 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$Y = 5.11 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 13792.29 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 28.27 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = 10.47 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

IV-2-3-2-En Appui :

❖ **ELU:**

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100*17).

M ELU	μ	α	β	A _s
15.72	0.0492	0.063	0.974	3.089

$$A_s = 3.089 \text{ cm}^2$$

on adopte 4HA10 (5HA10 = 3.93 cm²)

❖ **Vérification Condition de non fragilité :**

$$A_s = 3.089 \text{ cm}^2$$

On a: A_{min} = 0,23 x b x d (f_{t28}/f_e)

$$A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2, A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul de l'espacement:**

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

$$St = \frac{100}{n-1} = \frac{100}{4} = 25$$

On adopte un espacement de 25cm

❖ **Armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2.$$

$$As = 1.41 \text{ cm}^2$$

on adopt 3HA10 (5HA10 = 3.93cm²)

$$St \leq \min(4h, 40\text{cm}),$$

On adopte un espacement de 25 cm

❖ **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est 'peu nuisible' donc la vérification n'est pas obligatoire

❖ **Vérification au cisaillement:**

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

$$F_{c28} = 25\text{MPa}, \quad \gamma_b = 1,5$$

$$T = 32.15 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{32.15}{100 \times 15}$$

$$\tau_u = 0.02\text{KN/cm}^2 = 0.2 \text{ MPa} < 3.3 \text{ MPa}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0.7f_{cj}}{\gamma_b} \quad \tau_u = 1.16 \text{ MPa}$$

0,2MPa < 1,16 MPa ' Donc aucune d'armature transversale'

Selon CBA 93 art A6.1.2.2:

La Longueur de scellement doit être $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Le CBA 93 limite $L_s = 40\phi$ Donc :

$L_s = 1,2 \times 40 = 48\text{cm}$.

$L_s = 0,8 \times 40 = 32\text{cm}$.

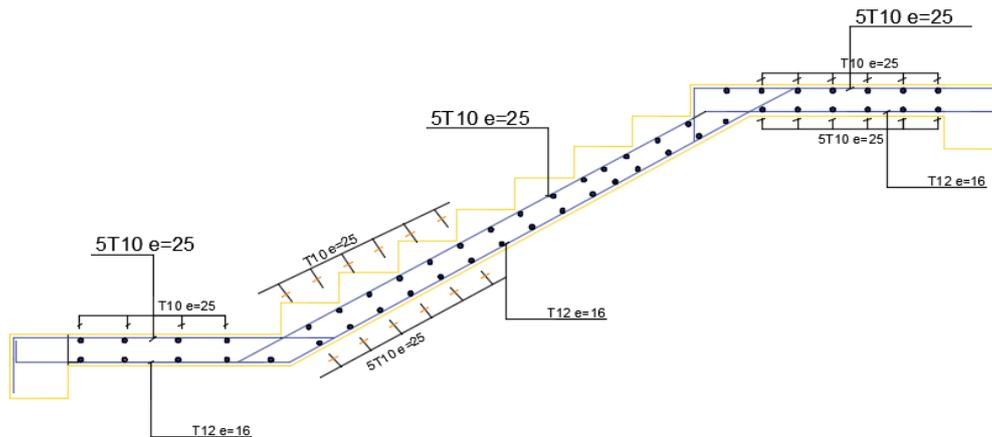
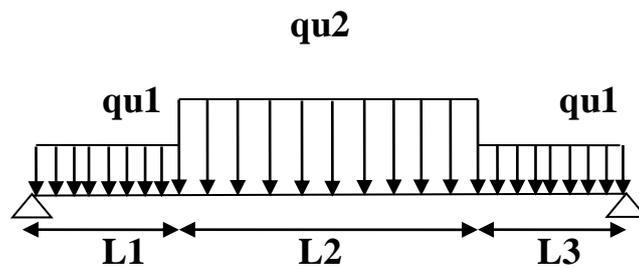


Figure IV.2 : ferrailage escalier étage courant +RDC+s/sol (volee1)

IV-2-4-Volée 2 sur niveau sous sol et RDC

IV-2-4-1-ELU :



$$qu_{eq} = \frac{qu1 * L1 + qu2 * L2 + qu1 * L3}{L1 + L2 + L3}$$

$$qu_{eq} = \frac{10.81 * 1.17 + 15.40 * 2.5 + 10.81 * 1.17}{1.17 + 2.5 + 1.17}$$

$$qu_{eq} = 13.18 \text{ KN/m}^2$$

❖ Moment :

$$M_0 = \frac{q * l^2}{8} = 38.60 \text{ KN.m}$$

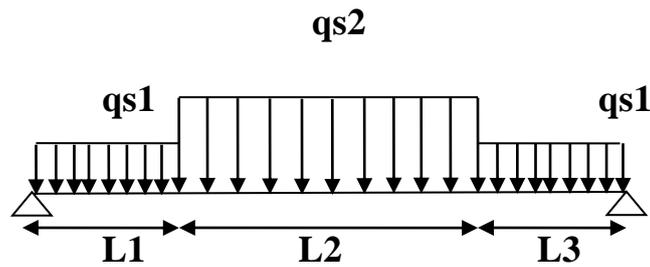
$$M_t = 0.85 M_0 = 32.81 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -15.44 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T = q_{eq} \cdot \frac{l}{2} = 31.89 \text{ KN}$$

IV-2-4-2-ELS :



$$q_{s\ eq} = \frac{q_{s1} * L1 + q_{s2} * L2 + q_{s1} * L3}{L1 + L2 + L3}$$

$$q_{s\ eq} = \frac{7.73 * 1.17 + 11.13 * 2.5 + 7.73 * 1.17}{1.17 + 2.5 + 1.17}$$

$$q_{s\ eq} = 9.48 \text{ KN/m}^2$$

❖ moment:

$$M_0 = \frac{q * l^2}{8} = 27.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 23.60 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -11.10 \text{ KN.m}$$

IV-2-5-Ferraillage :

Zone	M ELU (KN.m)	μ	α	β	As (cm ²)	As adp (cm ²)	armatures
Travee	32.81	0.102	0.135	0.945	6.64	6.79	6 HA12
appui	15.44	0.048	0.061	0.975	3.03	3.93	5 HA10

❖ ELU :

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 100 \times 17)$.

$$d = h - c.$$

$$h = 17 \text{ cm}; C = C' = 2 \text{ cm}; d = 15 \text{ cm}$$

IV-2-6-Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{min} = 0,23 \times b \times d (f_{t28}/f_e)$

$$A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2, A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV-2-7-Calcul de l'espacement :

➤ Travée:

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{n - 1} = \frac{100}{5} = 20$$

On adopte un espacement de **20cm**

➤ Appui :

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{n - 1} = \frac{100}{4} = 25$$

On adopte un espacement de **25 cm**

IV-2-8-Armatures de répartition :

➤ Travée :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopt 5HA10 (5HA10= 3.93cm}^2\text{)}$$

$$St \leq \min(4h, 40 \text{ cm}), \text{ On adopte un espacement de } \mathbf{25 \text{ cm}}$$

➤ **Appui :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5\text{HA}10 \text{ (} 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$St \leq \min(4h, 40\text{cm})$, On adopte un espacement de **25cm**

IV-2-9-Vérification a l'ELS :

-Vérification de contrainte :

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$A_s' = 0, A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \eta = 17 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$Y = 4.84 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 10673.2 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 23.60 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = 10.70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

IV-2-10-Vérification au cisaillement:

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \gamma_b = 1,5$$

$$T = 31.89 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min}(0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min}(3,33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{31.89}{100 \times 15}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{KN/ cm}^2 = 0.2 \text{ MPa} < 3.3 \text{ MPa}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0.7f_{cj}}{\gamma_b} \quad \tau_u = 1.16 \text{ MPa}$$

0,21MPa < 1,16 MPA ‘ Donc aucune d’armature transversale’

Selon CBA 93 art A6.1.2.2:

La Longueur de scellement doit être $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Le CBA 93 limite $L_s = 40\phi$ Donc :

$$L_s = 1,2 \times 40 = 48 \text{cm.}$$

$$L_s = 0.8 \times 40 = 32 \text{cm.}$$

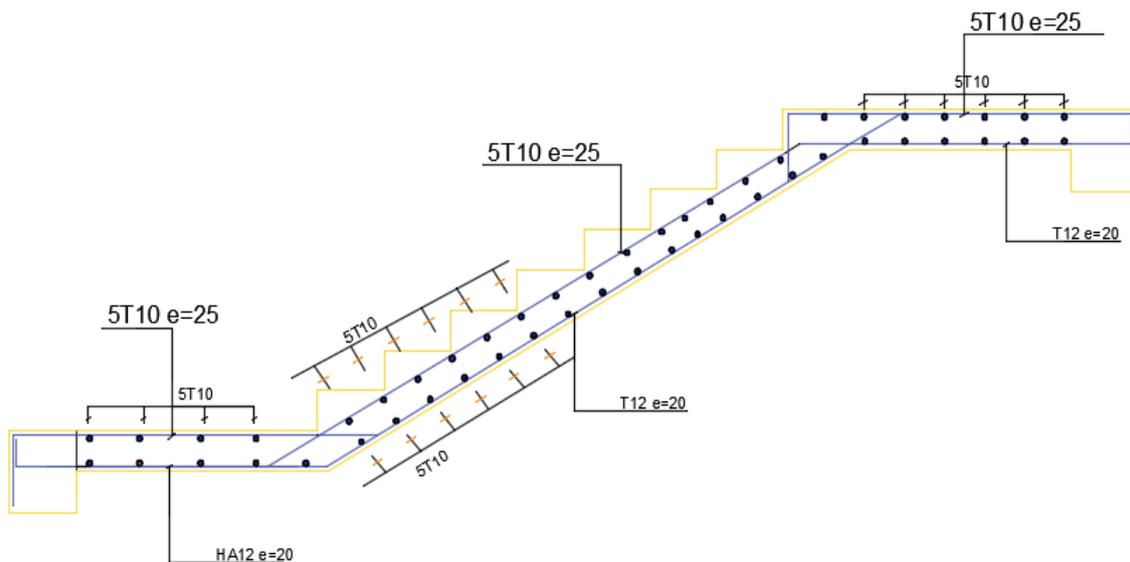
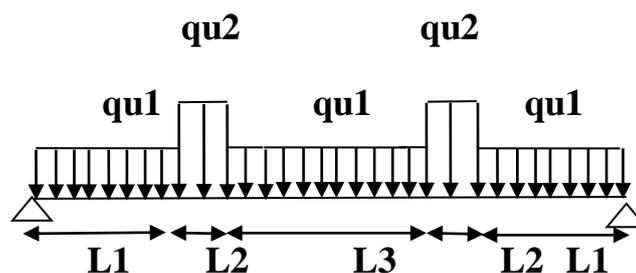


Figure IV.3 : ferrailage escalier RDC+s/sol (volee2)

IV-2-11-Volée 2 sur les étage courant :

IV-2-11-1-ELU :



$$qu\ eq = \frac{2 * qu1 * L1 + 2 * qu2 * L2 + qu1 * L3}{2 * L1 + 2 * L2 + L3}$$

$$qu\ eq = \frac{2 * 10.81 * 1.17 + 2 * 15.40 * 0.34 + 10.81 * 2.1}{2 * 1.17 + 2 * 0.34 + 2.1}$$

$$qu\ eq = 11.41 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 37.39 \text{ KN.m}$$

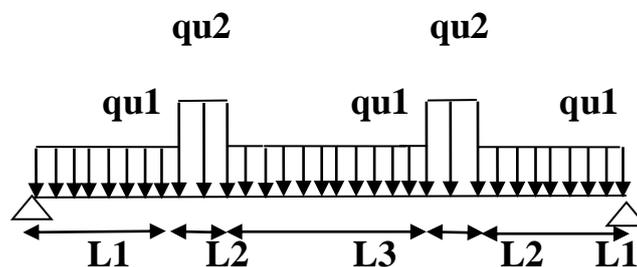
$$M_t = 0.85 M_0 = 31.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -14.95 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T = qeq \cdot \frac{l}{2} = 29.21 \text{ KN}$$

IV-2-11-2-ELS :



$$qs\ eq = \frac{2 * qs1 * L1 + 2 * qs2 * L2 + qs1 * L3}{L1 + L2 + L3}$$

$$qs\ eq = \frac{2 * 7.73 * 1.17 + 2 * 11.13 * 0.34 + 7.73 * 2.1}{5.12}$$

$$qs\ eq = 8.18 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 26.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 22.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -10.72 \text{ KN.m}$$

IV-2-11-3-Ferraillage :**IV-2-11-4-Vérification a l'ELU :**

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 100 \times 17)$.

$d = h - c$.

$h = 17 \text{ cm}$; $C = C' = 2 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$

Zone	M ELU (Kn.m)	μ	α	β	As (cm ²)	As adp (cm ²)	armatures
Trave	31.78	0.099	0.131	0.947	6.42	6.79	6 HA12
appui	14.95	0.046	0.059	0.976	2.93	3.93	5 HA10

❖ **Vérification Condition de non fragilité :**

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{min} = 0,23 \times b \times d \text{ (ft}_{28}/\text{fe)}$

$A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ **Condition vérifiée**

❖ **Calcul de l'espacement:**

➤ **Travée :**

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{n-1} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **20 cm**

➤ **Appui :**

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$St = \frac{100}{n-1} = \frac{100}{4} = 25$$

On adopte un espacement de **25 cm**

❖ **Armatures de répartition :**➤ **Travée :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2$$

on adopte 5HA10 (5HA10= 3.93cm²)

St ≤ min (4h, 40cm), On adopte un espacement de **25cm**

➤ **Appui :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.98 \text{ cm}^2$$

on adopte 5HA10 (5HA10= 3.14cm²)

St ≤ min (4h, 40cm), On adopte un espacement de **33cm**

IV-2-11-5-Vérification a'ELS :

Vérification de contrainte :

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$A_s' = 0, A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \eta = 17 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$Y = 4.84 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 10673.2 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 22.78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = 10.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

IV-2-11-6-Vérification au cisaillement:

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

$F_{C28} = 25\text{MPa}$, $\gamma_b = 1,5$

$T=31.89\text{ KN}$

$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5\text{MPa})$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{29.21}{100 \times 15}$$

$\tau_u = 0.019\text{KN}/\text{cm}^2 = 0.19\text{ MPa} < 3.3\text{ MPa}$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0.7f_{cj}}{\gamma_b} \quad \tau_u = 1.16\text{ MPa}$$

$0,21\text{MPa} < 1,16\text{ MPA}$ ‘ Donc aucune d’armature transversale’

Selon CBA 93 art A6.1.2.2:

La Longueur de scellement doit être $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Le CBA 93 limite $L_s = 40\phi$ Donc :

$LS = 1,2 \times 40 = 48\text{cm}$.

$LS = 0.8 \times 40 = 32\text{cm}$.

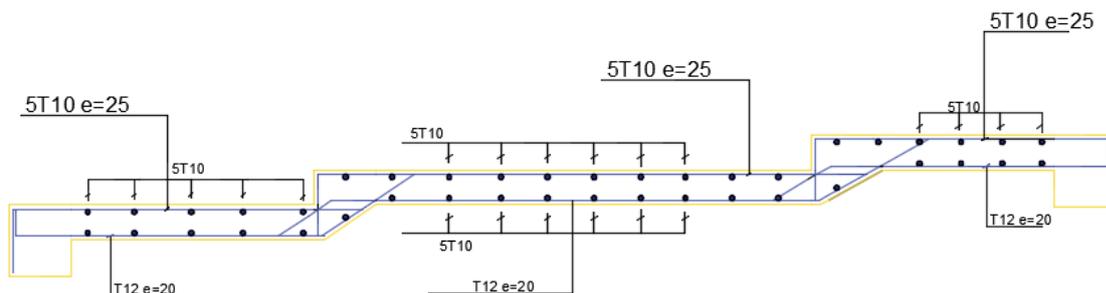


Figure IV.4 : ferrailage étage courant (volee2)

IV-2-12-Poutre palière :

IV-2-12-1-Pré-dimensionnement :

$L = 1.05m$

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

$$\frac{1.05}{15} \leq h \leq \frac{1.05}{10}$$

$0.07 \leq h \leq 0.105$ On prend $h = 35cm$.

$0,3h \leq b \leq 0,4h$

$0.3(35) \leq b \leq 0,4(35)$

$10.5 \leq b \leq 14$ On prend $b = 30cm$.

❖ **Condition du R.P.A 99 :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1 \leq 4 \end{cases}$$

IV-2-12-2-Évaluation des charges poutre de palier :

L'effort tranchant : $T_u=31.89 \text{ KN}$ $T_s =22.94 \text{ KN}$

Mur de façade $G=2.76 \times 1,18=3.25 \text{ kN/ml}$

Poids propre de poutre : $G=0.35 \times 0.3 \times 25=2.62 \text{ KN /ml}$

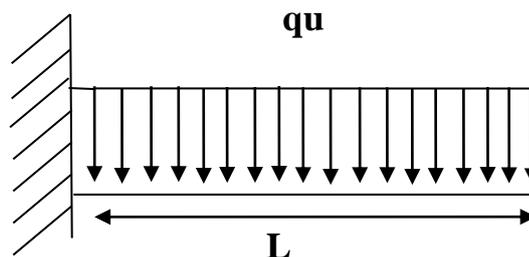
$g=1.35 \times (2.62+3.25)=7.92 \text{ kN/ml}$

$q_u=T_u+g= 39.78 \text{ kN/ml}$

$q_s=T_s+g=28.81 \text{ kN/ml}$

IV-2-12-3-Combinaisons des charges :

❖ **ELU :**



➤ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 5.48 \text{ KN.m}$$

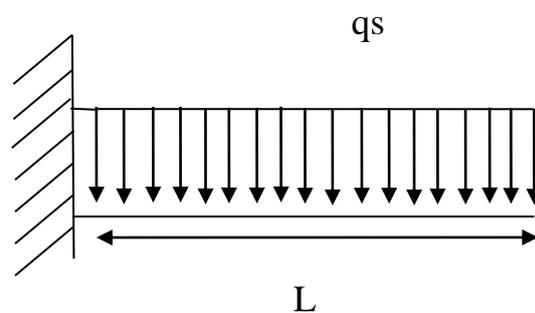
$$M_t = 0.8 M_0 = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -2.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = q_{eq} \cdot L = 41.76 \text{ KN}$$

❖ **ELS:**



➤ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 3.17 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -1.98 \text{ KN.m}$$

IV-2-13-Ferrailage :

Zone	M ELU (KN.m)	μ	α	β	As (cm ²)	As adp (cm ²)	armatures
Travee	4.38	0.100	0.012	0.994	0.40	3.39	3HA12
appui	-2.74	0.006	0.007	0.996	0.24	3.39	3HA12

❖ **ELU :**

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 30 \times 35)$.

$$d = h - c.$$

$$h = 15 \text{ cm}; C = C' = 3 \text{ cm}; d = 32 \text{ cm}$$

IV-2-14-Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min} = 0,23 \times b \times d (f_{t28}/f_e)$

$A_{min} = 3.39 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

IV-2-15-Vérification de la section d'acier à L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de BAEL91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

IV-2-15-1-En travées :

$$M_s = 3.17 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A's) - 15(A's * c' + A_s.d) = 0$$

$$\Rightarrow 30x^2/2 + 15*(3.39)x - 15(3.39*(32)) = 0$$

$$15x^2 + 50.85x - 1886.4 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4*a*c$$

$$x = 8.85 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A's(x-c')^2$$

$$I = (30 \times (8.85)^3/3) + 15 \times 3.39 (32-8.85)^2$$

$$I = 34183.18 \text{ cm}^4$$

IV-2-16-Vérification des contraintes :

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{3.17 \cdot 8.8510^{-2}}{34183.18 \cdot 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 821.39 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 821.39 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Dans l'acier:**

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 3.15 \cdot (32-8.85)}{34183.18} = 3.12 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 31.2 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV-2-17-Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 41.76 \text{ kn} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{41.76}{(30 \times 32) 10^{-2}} = 435 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u' = \min\{2.5 \text{ MPa} , 4 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2, 5000) \text{ KN/m}^2 \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 3330 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors } \tau_u < \tau_u' \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV-2-18- Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1; 1; 2; 3\}$$

$$\Phi_t = 1 \quad \text{Soit : } A_t = 2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

IV-2-19-Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.31 \times 400}{0.4 \times 30} = 43.66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2}) = 28.8 \text{ cm}$$

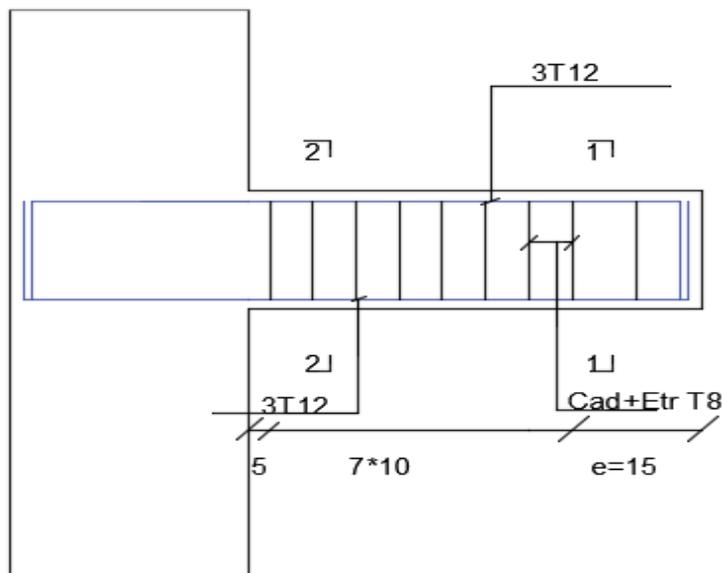
➤ Espacement exigé par le RPA : II

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 , 12\phi) = \min (35/4 ; 12 \times 1,2) = 8.75 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t \leq h/ 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}$

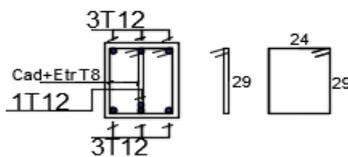
Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.



-COUPE (1-1) EN TAVEE -



-COUPE (2-2) EN APPUI-

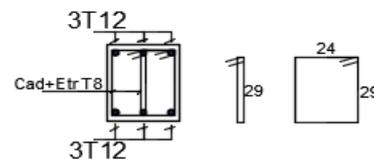


Figure IV.4 : ferrailage poutre palière

IV-2-20-Escalier 9ème étage duplex :

IV-2-20-1-Calcul d’escalier :

On a trouvé dans le chapitre précédent :

$g=27\text{ cm}$ $h=17\text{cm}$

$n=9 \implies 153\text{m} (9 \times 17)$

$n-1=7 \implies 136\text{cm} (8 \times 27)$

$Tg(\alpha)=H/L=1.53/2.16=0.708$ $\alpha=35.29^\circ$

$e=17\text{cm}$ $l = \sqrt{1.53^2 + 2.16^2} = 2.64\text{m}$

IV-2-20-2-Evaluation des charges :

Selon le chapitre II on a :

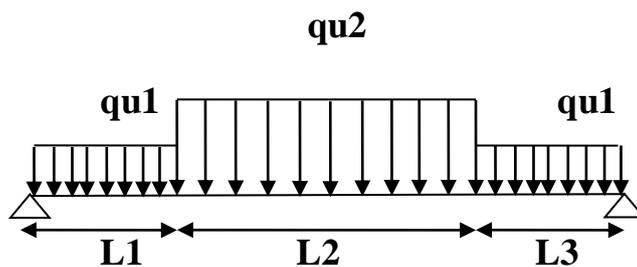
- Paillasse : $G = 8.63\text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$
- Palier : $G = 5.23\text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$

IV-2-20-3-Pondération des charges :

Cas	plaiier	paillasse
G (KN/m ²)	5.23	8.63
Q (KN/m ²)	2.5	2.5
qu (KN/m ²) (ELU)	10.81	15.40
qs (KN/m ²) (ELS)	7.73	11.13

Tableau IV.2 : Sollicitations d’escalier

IV-2-20-4-ELU:



$$qu_{eq} = \frac{qu1 * L1 + qu2 * L2 + qu1 * L3}{L1 + L2 + L3}$$

$$qu_{eq} = \frac{10.81 * 1.41 + 15.40 * 2.64 + 10.81 * 0.95}{1.41 + 2.64 + 0.95}$$

$$qu_{eq} = 13.2 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q * l^2}{8} = 32.22 \text{ KN.m}$$

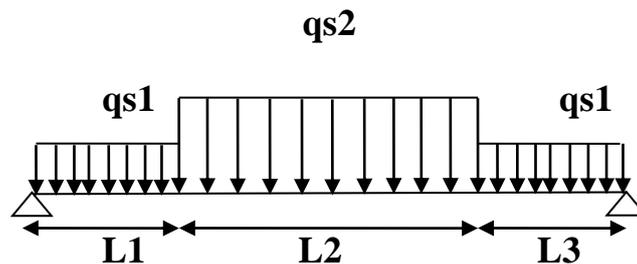
$$M_t = 0.85 M_0 = 27.38 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -12.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = q_{eq} * \frac{l}{2} = 28.64 \text{ KN}$$

IV-2-20-5-ELS :



$$qs_{eq} = \frac{qs1 * L1 + qs2 * L2 + qs1 * L3}{L1 + L2 + L3}$$

$$qs_{eq} = \frac{7.73 * 1.41 + 11.13 * 2.64 + 7.73 * 0.95}{1.41 + 2.64 + 0.95}$$

$$qs_{eq} = 9.52 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q * l^2}{8} = 23.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 19.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.34 M_0 = -9.26 \text{ KN.m}$$

IV-2-21- Ferrailage :**IV-2-22-Vérification à l'ELU :**

Schéma du ferrailage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 100 \times 17)$.

$d = h - c$.

$h = 17 \text{ cm}$; $C = C' = 2 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$

Zone	M ELU (Kn.m)	μ	α	β	As (cm ²)	As adp (cm ²)	armatures
Travee	27.38	0.085	0.112	0.955	5.49	6.79	6 HA12
appui	12.48	0.039	0.049	0.980	2.43	3.93	5 HA10

IV-2-23-Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{min} = 0,23 \times b \times d$ (ft28/fe)

$A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ **Condition vérifiée**

IV-2-24-Calcul de l'espacement:**➤ Travée :**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

$$St = \frac{100}{6-1} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **20cm**

➤ Appui :

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

$$St = \frac{100}{5-1} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **25cm**

IV-2-25-Armatures de répartition :➤ **Travée :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 (5HA10= 3.14cm²)St ≤ min (4h, 40cm), On adopte un espacement de **33cm**➤ **Appui :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.98 \text{ cm}^2$$

on adopte 5HA10 (5HA10= 3.93cm²)St ≤ min (4h, 40cm), On adopte un espacement de **25cm****IV-2-26-Vérification à l'ELS :**

Vérification de contrainte :

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$A_s' = 0, A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \eta = 17 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$Y = 4.84 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 14255.06 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 19.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} y / I = 6.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}} \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV-2-27-Vérification au cisaillement:

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

$F_{C28} = 25\text{MPa}$, $\gamma_b = 1,5$

$T=28.64\text{ KN}$

$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} (3,33 ; 5\text{MPa})$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{28.64}{100 \times 15}$$

$\tau_u = 0.02\text{KN}/\text{cm}^2 = 0.2\text{ MPa} < 3.3\text{ MPa}$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0.7f_{cj}}{\gamma_{\square}} \quad \tau_u = 1.16\text{ MPa}$$

$0,2\text{MPa} < 1,16\text{ MPA}$ ‘ Donc aucune d’armature transversale’

Selon CBA 93 art A6.1.2.2:

La Longueur de scellement doit être $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Le CBA 93 limite $L_s = 40 \phi$ Donc :

$LS = 1,2 \times 40 = 48\text{cm}$.

$LS = 0.8 \times 40 = 32\text{cm}$.

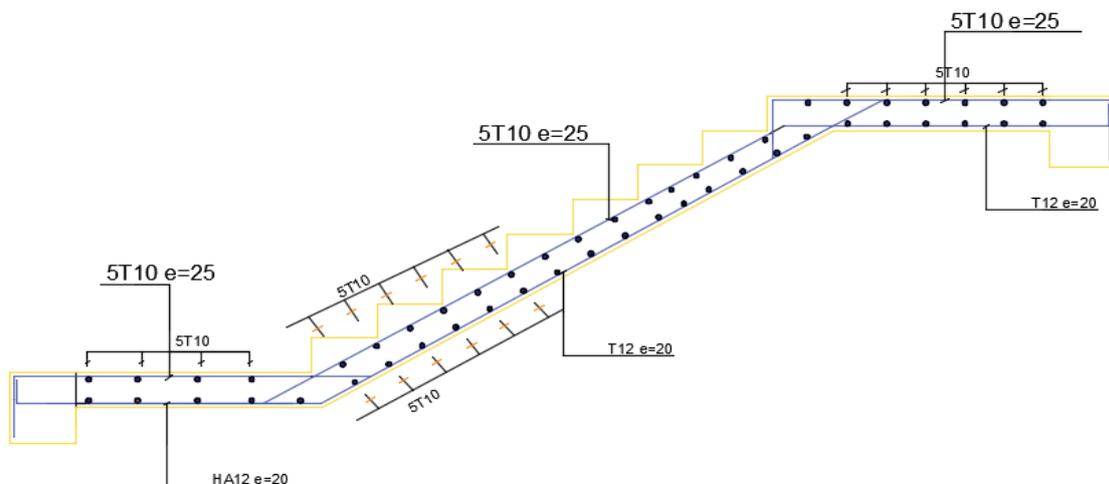


Figure IV.5 : ferrailage escalier 9^{ème} étage duplex (volée2)

IV-2-28-Poutre palière :

IV-2-28-1-Pré-dimensionnement :

$L = 4.20m$

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}$$

$$\frac{4.20}{15} \leq h \leq \frac{4.20}{10}$$

$0.28 \leq h \leq 0.42$ On prend $h = 35cm$.

$0,3h \leq b \leq 0,4h$

$0.3(35) \leq b \leq 0,4(35)$

$10.5 \leq b \leq 14$ On prend $b = 30cm$.

➤ **Condition du R.P.A 99 :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ (h/b) = 1 \leq 4 \end{cases}$$

IV-2-28-2-Évaluation des charges poutre de palier :

L'effort tranchant : $T_u=28.64 \text{ KN}$ $T_s = 20 \text{ KN}$

Mur de façade $G=2.76 \times 1,18=3.25 \text{ kN/ml}$

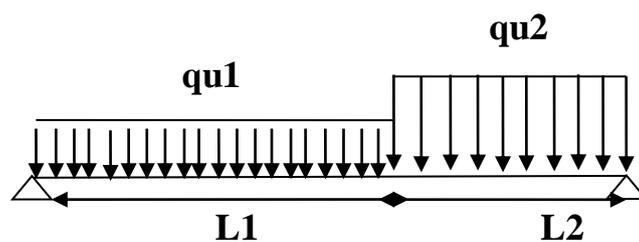
Poids propre de poutre : $G=0.35 \times 0.3 \times 25=2.62 \text{ KN /ml}$

$qu1=1.35 \times (2.62+3.25)=7.92 \text{ kN/ml}$

$qu2=T_u+qu1=36.56 \text{ kN/ml}$

IV-2-28-3-Combinaisons des charges :

➤ **ELU :**



$$qu_{eq} = \frac{qu_1 * L_1 + qu_2 * L_2}{L_1 + L_2}$$

$$qu_{eq} = \frac{7.92 * 2.05 + 36.56 * 2.15}{4.20}$$

$$qu_{eq} = 22.58 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q * l^2}{8} = 49.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 39.82 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -24.89 \text{ KN.m}$$

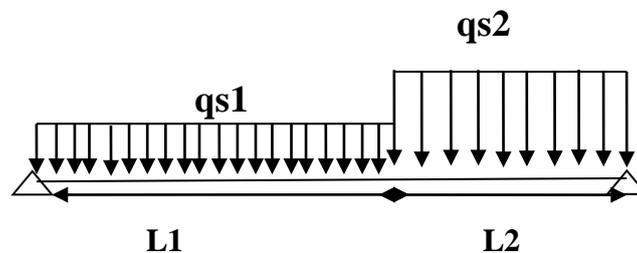
➤ **Effort tranchant :**

$$T = q_{eq} * \frac{l}{2} = 47.41 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$qs_1 = 2.62 + 3.25 = 5.87 \text{ kN/ml}$$

$$qs_2 = T_s + qu_1 = 25.87 \text{ kN/ml}$$



$$qs_{eq} = \frac{qu_1 * L_1 + qu_2 * L_2}{L_1 + L_2}$$

$$qs_{eq} = \frac{5.87 * 2.05 + 25.87 * 2.15}{4.20}$$

$$qu_{eq} = 16.10 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q * l^2}{8} = 35.50 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 28.4 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -17.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = q_{eq} \cdot \frac{l}{2} = 33.81 \text{ KN}$$

IV-2-28-4-Ferraillage :❖ **ELU :**

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 30 \times 35)$.

$$d = h - c.$$

$$h = 15 \text{ cm}; C = C' = 3 \text{ cm}; d = 32 \text{ cm}$$

Zone	M ELU (KN.m)	μ	α	β	As (cm ²)	As adp (cm ²)	armatures
Travée	39.82	0.091	0.119	0.952	3.75	4.52	4HA12
appui	24.89	0.057	0.073	0.97	2.30	3.39	3HA12

IV-2-28-5-Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min} = 0,23 \times b \times d (f_{t28}/f_e)$

$A_{min} = 3.39 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

IV-2-28-6-Vérification de la section d'acier A L'ELS :

Le calcul se fait selon la règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

❖ **En travées :**

$$M_s = 28.4 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2+15(As+A's)-15(A's *c'+As.d)=0$$

$$\Rightarrow 30x^2/2 + 15*(3.39)x -15(3.39*(32)) =0$$

$$15x^2 + 50.85x - 1886.4 =0$$

$$\Delta = b^2- 4*a*c$$

$$x = 13.83\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I= (bx^3/3) +15As (d-x) ^2 + 15A's(x-c')^2$$

$$I= (30 \times (12.43) ^3/3) + 15 \times 4.52 (32-13.83)^2$$

$$I=48836.58 \text{ cm}^4$$

IV-2-28-7-Vérification des contraintes :

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s .x}{I} = \frac{28.4 * 13.83 . 10^{-2}}{48836.58 . 10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 8042.57 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8042.57 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_s * (d-x)}{I} = \frac{15 * 28.4 * (32-13.83)}{48836.58} = 15.85 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_s = 158.5 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV-2-28-8-Condition de flèche :

Pour une poutre encastree de ses extremités,

$$\text{la flèche : } f = pl^4 / 384 EI \quad \text{avec } I = bh^3 / 12 = 0,35^3 \times 0.3 / 12 = 0,00107 \text{ m}^4$$

On doit vérifier que : $f < f_{adm} = L/500$

$f = 0,000223 < f_{adm} = 420/ 500 = 0,84$ Donc vérifié

❖ **Vérification de La Flèche:**

- $h/lx \geq 1/22.5$ $h/lx = 35/420 = 0,083$;

$1/22,5 = 0,044$ $h/lx = 0,044 \geq 1/22.5 = 0,044$ Condition vérifié

- $h/lx \geq Mt/20Max$

$h/lx = 35/420 = 0,083$

$Mt/20Max = 0,85Max/20Max = 0,0426$ Condition vérifié

- $A/b * d \leq 2/fe$

$A/b * d = 4,71/100 * 10 = 0,004$

$2/fe = 2/400 = 0,005$

$A/b * d = 0,004 \leq 2/fe = 0,005$ Condition vérifié

Les trois conditions sont vérifiées Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV-2-28-9-Vérification de l'effort tranchant :

$T = V_u = 47.41$ KN $\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{47.41}{(30 \times 32) 10^{-2}} = 4.93 \text{KN/m}^2$,

$\tau_u' = \min\{2.5 \text{MPa} , 4 \text{MPa}\} = (3330 \text{KN/m}^2 , 5000) \text{KN/m}^2$

Fissuration préjudiciable

$\tau_u = 3330 \text{KN/m}^2$

Alors $\tau_u < \tau_u'$ condition vérifiée

IV-2-28-10- Détermination des armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1; 1,2; 3\}$

$\Phi_t = 1$ **Soit :** $A_t = 2T8 = 1.01 \text{cm}^2$

IV-2-28-11-Espacement d’après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.31 \times 400}{0.4 \times 30} = 43.66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2}) = 28.8 \text{ cm}$$

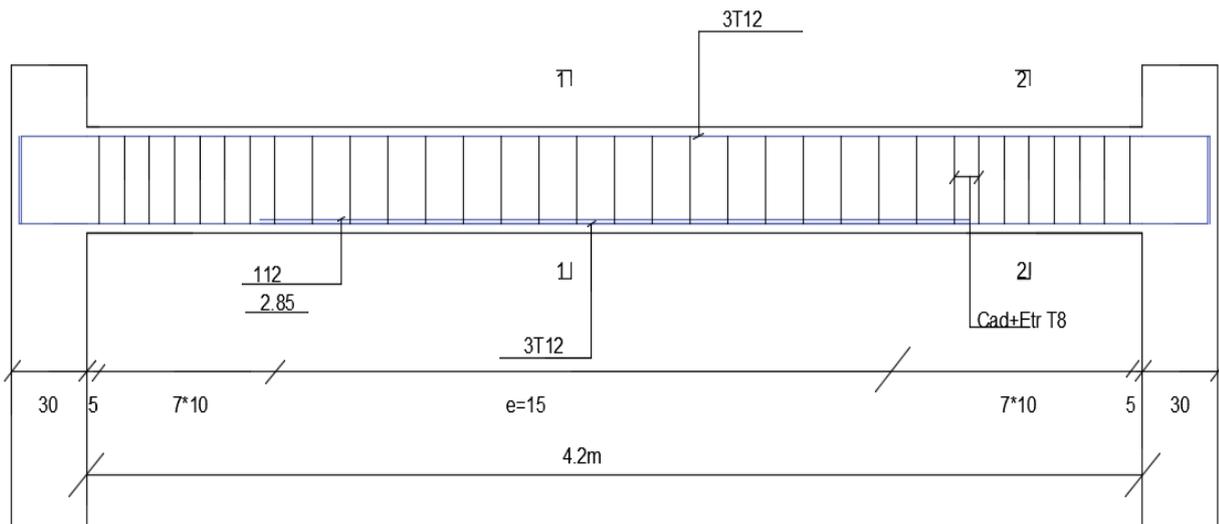
❖ **Espacement exigé par le RPA : II**

- **En zone nodale** : $S_t \leq \min (h/4 , 12 \phi) = \min (35/4 ; 12 \times 1,2) = 8.75 \text{ cm}$
- **En zone courante** : $S_t \leq h/ 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}$

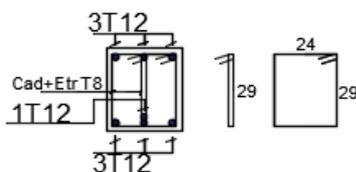
Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 17 \text{ cm}$ En zone courante



-COUPE (1-1) EN TAVÉE -



-COUPE (2-2) EN APPUI-

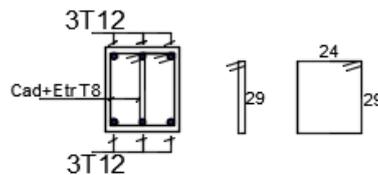


Figure IV.6 : ferrailage poutre palière 9^{ème} étage duplex

IV-3-ETUDES DE BALCON :**IV-3-1-Introduction :**

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre **8 et 15cm**.

Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

L'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \text{ avec on a : } L = 150$$

$$150/15 < e < 150/20 + 7 \text{ donc } 10 < e < 14,5$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

Dans notre projet il y a deux type des balcons :

- Balcon encastrés Sur Trois Cotes
- Balcon encastrés Sur quatre Cotes

IV-3-2-Balcon encastrés Sur Trois Cotes :

La dalle pleine sera calculée comme une dalle encastrée en trois cotés.

IV-3-2-1-Évaluation des charges :

$$G=4.52 \text{ KN/m}^2$$

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

IV-3-2-2-Combinaisons des charges :

➤ **ELU:**

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

$$q_u = 1.35 (4.52) + 1.5(3.5) = 11.35 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS:**

$$q_u = G + Q$$

$$q_s = 4.52 + 3,5 = 8.02 \text{ KN/m}^2$$

L_x = la petite porté l_y = la grande porté

$$L_x = 1.5\text{m}$$

$$L_y = 4.2\text{m}$$

$$\rho = l_x/l_y = 1,5/4.2 = 0.36 \text{ on prend } \rho = 0,4$$

IV-3-2-3- Calcul des moments et l'effort tranchant:

(Tableaux de BARES) :

➤ **ELU :**➤ **Moment sur travée :**

$$\mu_x = 0.0944 \quad \mu_y = 0.0363$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.0944 \times 11.35 \times (1,5)^2 = 2.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0363 \times 11.35 \times (4.2)^2 = 7.26 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appui :**

$$\mu_x = 0,2831 \quad \mu_y = 0,0563$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0,2831 \times 11.35 \times (1.5)^2 = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0,0563 \times 11.35 \times (4.2)^2 = 11.27 \text{ KN.m}$$

➤ **Effortes Tranchants:**

$$\mu = 0,2105$$

$$T_{max} = \mu \times q_u \times l_x \times l_y = 0,2105 \times 11.35 \times 1.5 \times 4.2 = 15.05 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$\mu_x = 0.0994 \quad \mu_y = 0.0415$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.0994 \times 8.02 \times (1.5)^2 = 1.346 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0.0415 \times 8.02 \times (4.2)^2 = 5.87 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appui :**

$$\mu_x = 0.2783 \quad \mu_y = 0.0545$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.2783 \times 8.02 \times (1.5)^2 = 5.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0.0545 \times 8.02 \times (4.2)^2 = 7.71 \text{ KN.m}$$

IV-3-3-Ferraillage :**IV-3-3-1-Ferraillage a ELU :**

le calcul est fait à la flexion simple avec : (b x h = 100 x 12).

$$H = 12 \text{ cm et } d = 10 \text{ cm}$$

adopte le même ferraillage dans les deux directions.

$$M_{t.\max} = 7.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.\max} = 11.27 \text{ KN.m}$$

➤ **Sur travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.26 \cdot 10^6}{1000 \cdot 100^2 \cdot 142} = 0.0511$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0487}}{0.8} = 0.065$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6.92 \cdot 10^5}{9.75 \cdot 348 \cdot 100} = 2.142 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bc}} = \frac{11.27.10^4}{100.10^2.142} = 0.0793$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0.1034$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{10.74.10^5}{9.69 \cdot 348 \cdot 100} = 3.37 \text{ cm}^2$$

ELU					
Moment (KN.m)	As (cm ²)	Condition de non fragilité (cm ²)	choix	Section adopter (cm ²)	Escapement (cm)
Mty = 7.26	2.03	1.20	6HA10/ml	4.71	20
May = -11.27	3.21	1.20	6HA10/ml	4.71	20
Mtx = 2.41	0.69	1.20	6HA10/ml	4.71	20
Max = -7.23	2.13	1.20	6HA10/ml	4.71	20

Tableau IV.3 : ferrailage de balcon

IV-3-4-Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e)$

$$A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Condition vérifiée.

On adopte 6HA10/ml = 4.71 cm², Avec un espacement de 20 cm.

IV-3-5-Vérfications a ELS :

A l'ELS, la fissuration est préjudiciable : donc la vérification de contrainte de béton et l'acier est obligatoire.

IV-3-6-Vérification de la contrainte :

➤ **position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A+A')x - 15(A'.C' + A.d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 + 70.65x - 706.5 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4(a)(c) .$$

$$X = 3.11 \text{ cm.}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A(d-x)^2 = 0$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A(d-x)^2 = 0.$$

$$I = \frac{100 \cdot 3.11^3}{3} + 15 \cdot 4.71 \cdot (10 - 3.11)^2 \quad I = 4356.57 \text{ cm}^4.$$

$$M_{ser} = 5.87 \text{ KN.m}$$

IV-3-6-1-la contrainte dans le beton :

on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.87 \cdot 100 \cdot 3.11}{4356.57} = 0,41 \text{ KN/cm}^2 = 4.1 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ Donc ok vérifier.

IV-3-6-2-la contrainte dans l'acier :

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$ MPa. Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 587 \cdot (10 - 3.11)}{4356.57} = 13.92 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_s = 139.2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$ Vérifier.

IV-3-7-Vérifications de cisaillement :

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

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \cdot \gamma_b = 1,5 \cdot$$

$$\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} \left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u \leq = \text{Min} (2,5 ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{15,05}{100 \times 10} = 0,015 \text{KN} / \text{cm}^2 = 0,15 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{cj}}{\gamma_b} \quad \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 \text{MPa.}$$

0,108 MPa < 1,16 MPa ‘ Donc aucune d’armature transversale

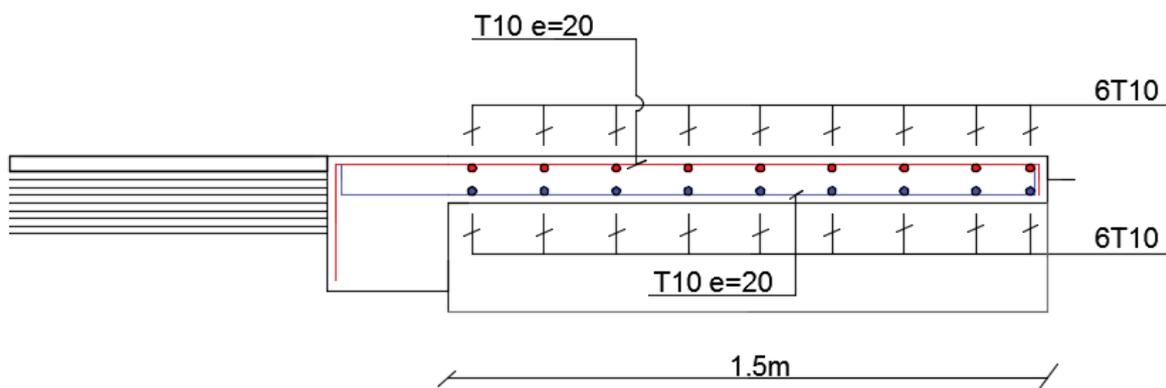


Figure IV.6 : ferrailage balcon (e=12)

IV-3-8-Balcon encastrés Sur quatre Cotes :

La dalle pleine sera calculée comme une dalle encastrée en quatre cotés:

Dalle reposant sur trois aux quatre appuis ; $L_x / 45 < e < L_x / 40$

L'épaisseur est conditionnée par :

$L_x / 45 < e < L_x / 40$ avec on a : $L = 150$

$150 / 45 < e < 150 / 40$ donc $5 < e < 8$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

IV-3-8-1-Évaluation des charges :

$$G=4.52 \text{ KN/m}^2$$

$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ par ce que le balcon suivant la surface de chambre

IV-3-8-2-Combinaisons des charges :

➤ **ELU:**

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

$$q_u = 1.35 (4.52) + 1.5(1.5) = 8.35 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS:**

$$q_u = G + Q$$

$$q_s = 4.52 + 1,5 = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

L_x = la petite porté

l_y = la grande porté

$$L_x = 1.2 \text{ m}$$

$$L_y = 4.1 \text{ m}$$

$$\rho = l_x/l_y = 1,2/4.1 = 0.29 \leq 0.4$$

Donc : la dalle travaille dans un seul sens comme une poutre sur deux appuis

IV-3-8-3- Calcul des moments et l'effort tranchant:

➤ **ELU :**

$$M_0 = \frac{q_u * l_x^2}{8} = \frac{8.35 * 1.2^2}{8}$$

$$M_0 = 1.5 \text{ KN} * \text{m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M_t = 0.8 * M_0$$

$$M_t = 1.2 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appui :**

$$M_t = 0.5M_0$$

$$M_t = 0.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort Tranchants:**

$$T = \frac{qu * lx}{2}$$

$$T = 5.01 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$M_0 = \frac{q_s * lx^2}{8} = \frac{6.02 * 1.2^2}{8}$$

$$M_0 = 1.08 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M_t = 0.8M_0$$

$$M_t = 0.864 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appui :**

$$M_t = 0.5M_0$$

$$M_t = 0.54 \text{ KN.m}$$

IV-3-9-Ferraillage :**IV-3-9-1-Ferraillage a ELU :**

le calcul est faits à la flexion simple avec :(b x h =100×12).

H=12 cm et d=10 cm

Dans les deux zone travée et appui

Zone	M ELU (Kn.m)	μ	α	β	As (cm ²)	As adp (cm ²)	armatures
Travee	1.2	0.008	0.0104	0.995	0.34	3.93	5 HA10
appui	0.75	0.005	0.006	0.997	0.21	3.93	5 HA10

IV-3-10-Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min}=0,23 \times b \times d (f_{t28}/f_e)$

$$A_{\min}= 1,20 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Condition vérifiée.

On adopte 5HA10/ml= 3.93 cm², Avec un espacement de 25 cm.

IV-3-11-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 0.98 \text{ cm}^2$ **on adopt 4HA10 (4HA10= 3.14cm²)**

$S_t \leq \min (4h, 40\text{cm})$, On adopte un espacement de **33cm**

IV-3-12-Vérifications a ELS :**IV-3-12-1-Vérification de la contrainte :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} + 15(A+A')x - 15(A'.C' + A.d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$50x^2 + 58.95x - 589.5 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4(a)(c) .$$

$$X = 2.89 \text{ cm}.$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15.A(d-x)^2 = 0$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15.A(d-x)^2 = 0.$$

$$I = \frac{100 \cdot 2.89^3}{3} + 15 \cdot 3.9 \cdot (10 - 2.89)^2 =$$

$$I = 3784.63 \text{ cm}^4.$$

$$M_{ser} = 0.864 \text{ KN.m}$$

➤ **La contrainte Dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{as} \cdot x}{I_0}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.864 \cdot 100 \cdot 2.89}{3784.63} = 0,065 \text{ KN/cm}^2 = 0.65 \text{ MPa.}$$

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

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Donc ok.....condition vérifier.

➤ **La contrainte Dans l'acier :**

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ MPa.}$ Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 86.4 \cdot (10-2.89)}{3784.63} = 2.43 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_s = 24.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$ vérifier.

IV-3-13-Vérifications de cisaillement :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa, } \gamma_b = 1,5$$

$$T = 5.01 \text{ KN}$$

$\bar{\tau}_{u} \leq \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_{u} \leq \text{Min} (3,33 ; 5 \text{ MPa})$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{5.01}{100 \times 10}$$

$$\tau_u = 0.005 \text{ KN/cm}^2 = 0.05 \text{ MPa} < 3.3 \text{ MPa}$$

Selon C.B.A 93 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \frac{0.7 f_{cj}}{\gamma_b} \qquad \tau_u = 1.16 \text{ MPa}$$

0,05MPa < 1,16 MPA ‘ Donc aucune d’armature transversale’

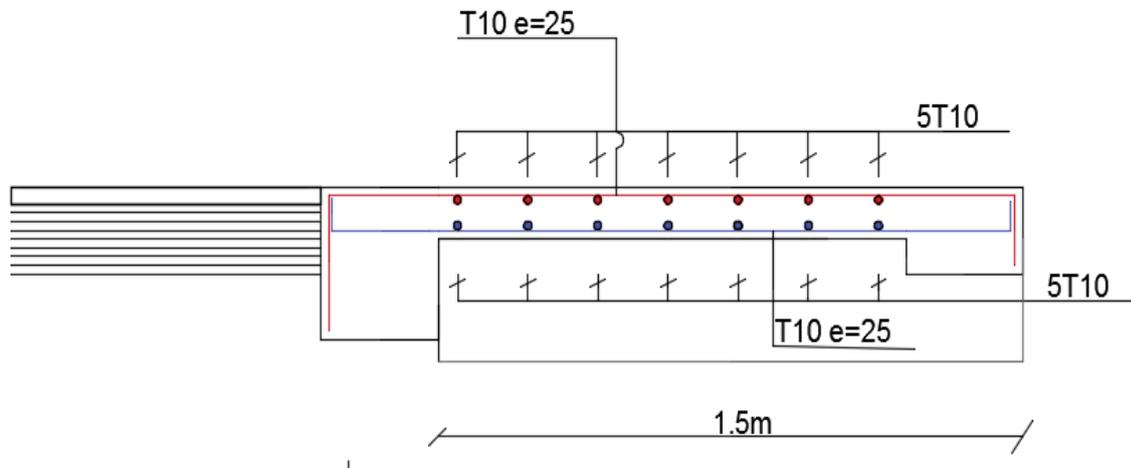
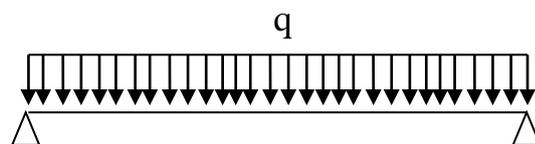


Figure IV.7 : ferraillage balcon (e=20)

IV-4-Etude la poutre de rive:**IV-4-1-Evaluation des charges :**

L'effort tranchant : $T_u=5.01$ KN $T_s=3.61$ KN

Mur de façade $G=2.76 \times 2.84=8.11$ kN/ml

Poids propre de poutre : $G=0.3 \times 0.2 \times 25=1.5$ KN /ml

➤ ELU :

$p_u=1.35 \times (8.11+1.5)=12.97$ KN/ml

$q_u=T_u+p_u=17.98$ KN/ml

➤ Moment :

$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 37.78$ KN.m

$M_t = 0.8 M_0 = 30.22$ KN.m

$M_a = -0.5 M_0 = -18.89$ KN.m

➤ **Effort tranchant :**

$$T = q_u \cdot \frac{l}{2} = 36.85 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$p_s = 1.5 + 8.11 = 9.61 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = T_s + p_s = 13.22 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment :**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 27.77 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 22.22 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -13.88 \text{ KN.m}$$

IV-4-2-Ferraillage :➤ **ELU :**

Schéma du ferraillage : le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 30 \times 20)$.

$$d = h - c.$$

$$h = 20 \text{ cm}; C = C' = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

Zone	M ELU (KN.m)	μ	α	β	As (c m ²)	As adp (cm ²)	armatures
Travee	30.22	0.218	0.312	0.874	5.51	5.65	5HA12
appui	- 18.89	0.136	0.184	0.926	3.25	3.39	3HA12

IV-4-3-Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{min} = 0,23 \times b \times d$ (f_{t28}/f_e)

$A_{min} = 3.39 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée.

IV-4-4-Vérification de la section d'acier A L'ELS :

Le calcul se fait selon le règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable :

➤ **En travées :**

$$M_s = 22.22 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l'axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A's) - 15(A's * c' + A_s.d) = 0$$

$$\Rightarrow 30x^2/2 + 15*(3.39)x - 15(3.39*(32)) = 0$$

$$15x^2 + 84.75x - 1525.5 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4*a*c$$

$$x = 7.64 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15A_s (d-x)^2 + 15A's(x-c')^2$$

$$I = (30 \times (12.43)^3/3) + 15 \times 4.52 (32-13.83)^2$$

$$I = 13555.60 \text{ cm}^4$$

IV-4-5-Vérification des contraintes :

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{22.22 \cdot 7.64 \cdot 10^{-2}}{13555.10^{-8}} \implies \sigma_{bc} = 12536.16 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12536.16 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma'_{bc} = 150000 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 22.22 \cdot (18-7.64)}{13555} = 0.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 25 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IV-4-6- Condition de flèche :**➤ Vérification de La Flèche:**

- $h/lx \geq 1/22.5$ $h/lx = 20/410 = 0,048$;

$$1/22,5 = 0,044 \quad h/lx = 0,044 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots\dots\dots CV.$$

- $h/lx \geq Mt/20Max$

$$h/lx = 20/410 = 0,048$$

$$;Mt/20Max = 0,85Max/20Max = 0,0426 \dots\dots CV$$

- $A/b \cdot d \leq 2/fe$ $A/b \cdot d = 5.65/30 \cdot 18 = 0,001$; $2/fe = 2/400 = 0,005 \dots\dots\dots CV$

Les trois conditions sont vérifiées Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV-4-7- Vérification de l'effort tranchant :

$$T = V_u = 36.85 \text{ kn} \quad \tau_u < \tau'_u \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{36.85}{(30 \times 18) 10^{-4}} = 682.40 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau'_u = \min\{2.5 \text{ MPa} , 4 \text{ MPa}\} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2 \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau'_u = 3330 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors } \tau_u = 682.40 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \tau'_u = 3330 \text{ KN/m}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

IV-4-8- Choix des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{0.57; 1, 2, 3\}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ donc : 2 HA 8 $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre)

IV-4-9- Calcule l Espacement :**IV-4-9-1- Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.31 \times 400}{0.4 \times 30} = 43.66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 16.2 \text{ cm}$$

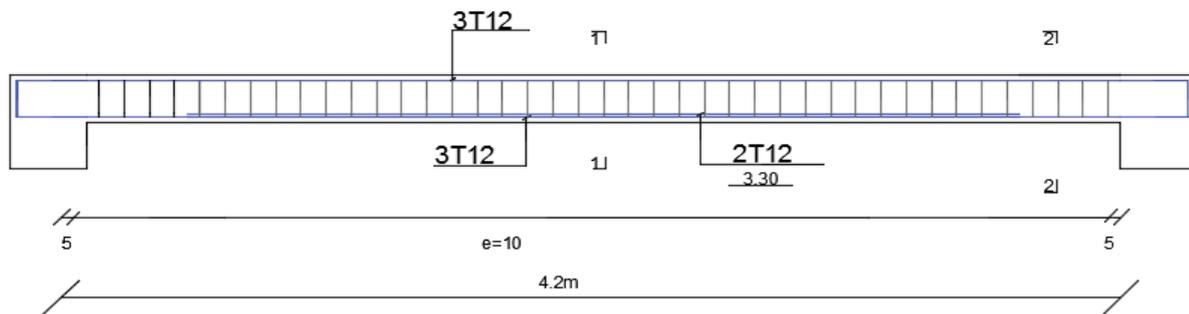
IV-4-9-2-Espacement exigé par le RPA :

- **En zone nodale** : $S_t \leq \min (h/4 , 12\phi) = \min (20/4 ; 12 \times 1,2) = 5 \text{ cm}$
- **En zone courante** : $S_t \leq h/ 2 = 35 / 2 = 10\text{cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 10\text{cm}$ En zone courante



-COUPE (2-2) EN APPUI-

-COUPE (1-1) EN TAVEE -

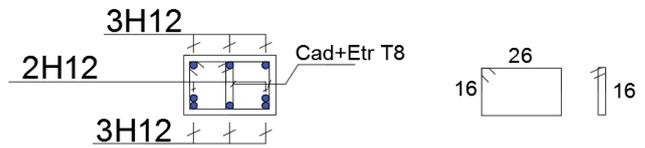
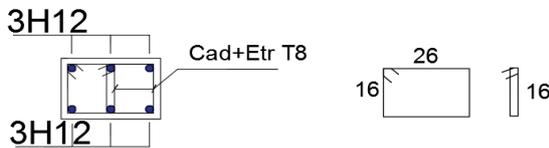


Figure IV.8 : ferrailage de poutre de rive.

IV-5- Etudes des plancher :

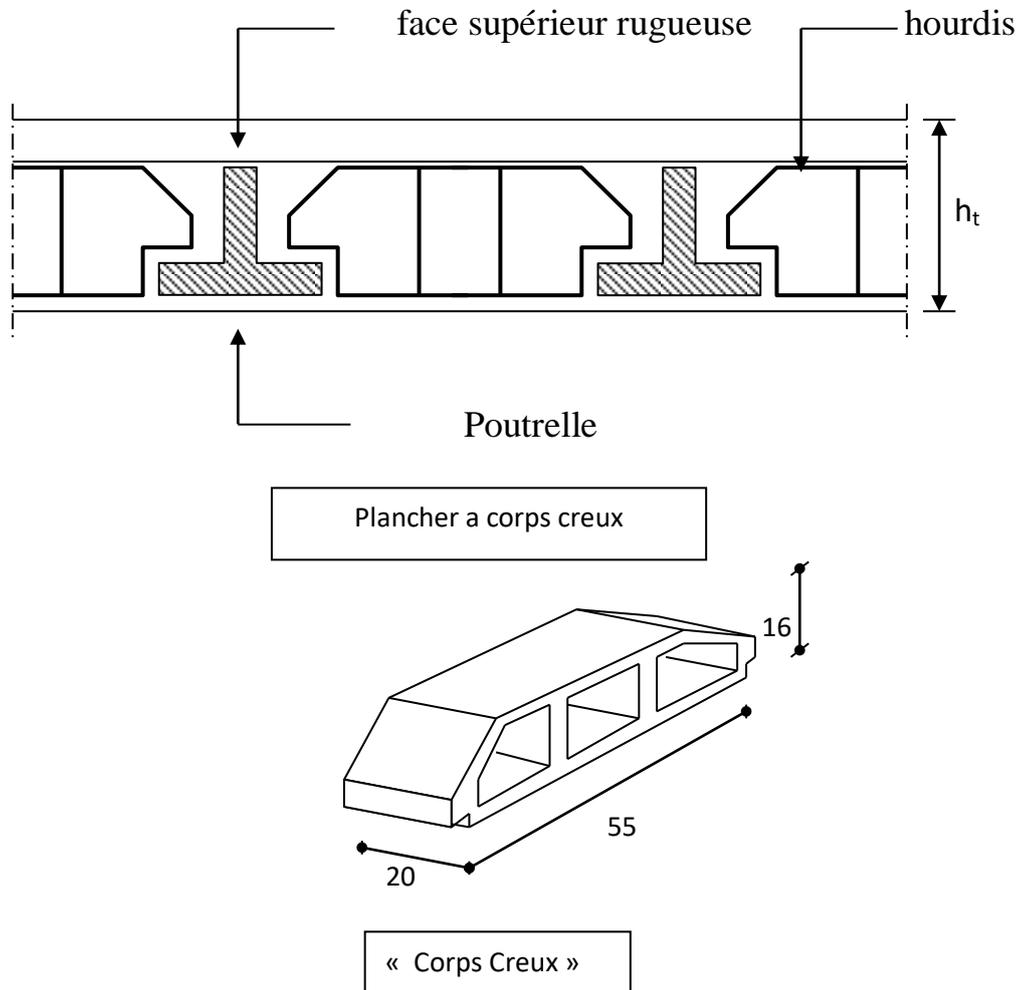
IV-5-1-Introduction :

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

La structure étudiée comporte des plancher à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage

(corps creux) .de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

❖ Dalle à corps creux



IV-5-2- Dimensionnement des poutrelles :

IV-5-2-1- Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

❖ **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

➤ **1^{ère} Condition :** $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

• Plancher Terrasse :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.56, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

• Plancher étage courant:

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.08, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ **2^{ème} Condition :** $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

• $0.8 \leq 4.5/4.5 = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$

• $0.8 \leq 4.5/4.5 = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$

• $0.8 \leq 4.5/4.5 = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$

• $0.8 \leq 4.5/4.5 = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ **3^{ème}. Condition :** les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »CV

➤ **4^{ème}. Condition :** la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

—————➔ D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

IV-5-2-2- Application de la méthode :

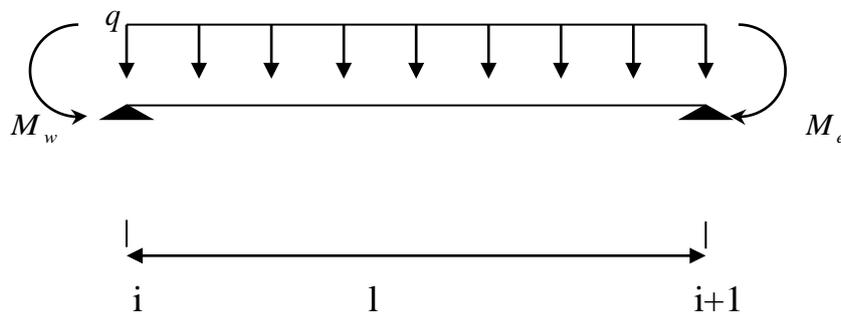
Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges

permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moment sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



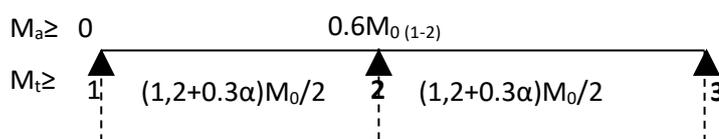
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

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

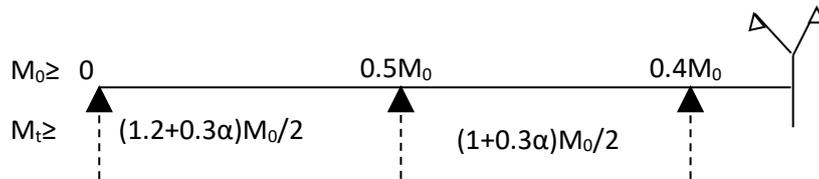
2 • $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive.} \end{array} \right.$

❖ **Les valeurs minimales des moments :**

Cas d'une poutre à deux travées : $M_0 (1-2) = \max (M_{01} ; M_{02})$



Cas d'une poutre à plusieurs travées :

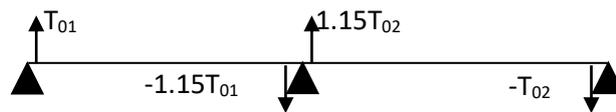


Remarque : dans le cas au l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :

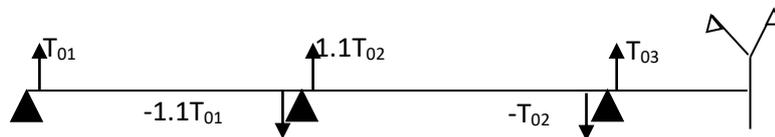
$$M_a = -0.15M_0$$

❖ **Les efforts tranchants :**

Cas d'une poutre à deux travées :



Cas d'une poutre à plusieurs travées :

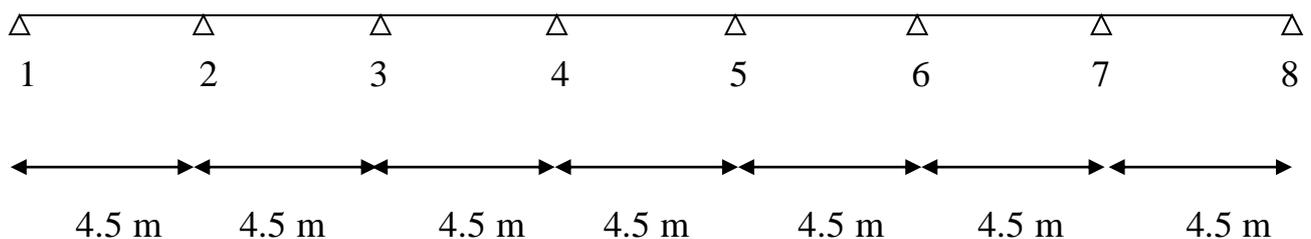


IV-5-3-plancher terrasse accessible :

IV-5-3-1-Evaluation des charges :(charge sollicitée sur les poutrelles)

Dans ce plancher on à trois types des poutrelles :

- **Type « 01 »**



IV-5-3-2-Calcul du plancher terrasse :

$G=0.625 \text{ t/m}^2$

$Q= 0.10 \text{ t/m}^2$

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

➤ $Q=0.10\text{t/m}^2 \leq \max (2G, 5) \rightarrow 0.10 \leq \max (2 \times 0.625 ,5) \dots \dots \dots$ condition vérifiée

➤ section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constante .. condition vérifiée

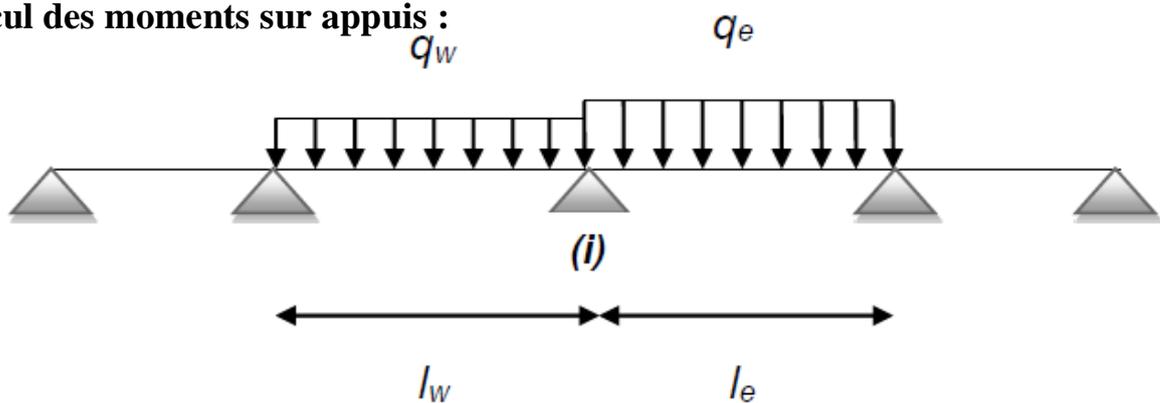
➤ la fissuration est préjudiciable même avec l'étanchéité condition non vérifiée

➤ $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ condition condition vérifiée

➔ Donc on utilise la méthode de Caquot.

❖ **méthode de Caquot :**

➤ **Calcul des moments sur appuis :**



Appui de rive : $M=0.2M_0$ (M_0 moment isostatique de 1 travée de rive)

Autres appuis : $M_i = \frac{q_w * l' w^3 + q_e * l' e^3}{8.5(l' w + l' e)}$

avec : ($l'=1$ appui de rive ; $l'=0.81$appui intermédiaire)

➤ **Calcul des moments en travées :** On utilise la relation de RDM

$M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} * x$

➤ **Efforts tranchants :**

$T(x) = \frac{dM}{dx}$

❖ Charges et combinaisons :

$$\begin{cases} G=6.25 \text{ KN/m}^2 \\ Q= 1\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 * 6.25 + 1.5 * 1) * 0.65 = 6.45 \text{ KN/ml}$$

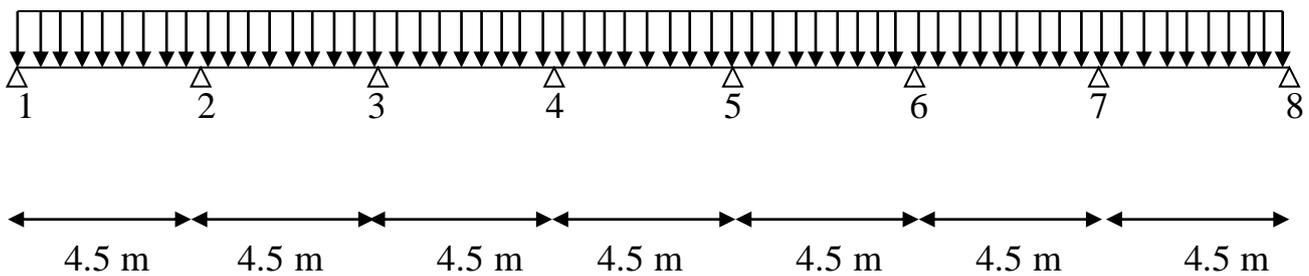
➤ ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (6.25 + 1) * 0.65 = 7.25 * 0.65 = 4.71 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à L'ELU

• Schéma statique de calcul :



➤ Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = -0.2 \frac{q_u l^2}{8} = \frac{-0.2(6.45) \times (4.5)^2}{8} = -3.265 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - \frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{6.45 * (4.5)^3 + 6.45 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} = - 12.90 \text{ KN .m}$$

$$M_3 = - \frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{6.45 * (4.5 * 0.8)^3 + 6.45 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = - 9.83 \text{ KN m}$$

$$M_4 = - \frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{6.45 * (4.5 * 0.8)^3 + 6.45 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = - 9.83 \text{ KN m}$$

$$M_5 = - \frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{6.45 * (4.5 * 0.8)^3 + 6.45 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = - 9.83 \text{ KN m}$$

$$M_6 = -\frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = -\frac{6.45 * (4.5 * 0.8)^3 + 6.45 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = - 9.83 \text{KN m}$$

$$M_7 = -\frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = -\frac{6.45 * (4.5)^3 + 6.45 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} = - 12.90 \text{KN .m}$$

$$M_8 = -0.2 \frac{q_u l^2}{8} = -\frac{0.2(6.45) \times (4.5)^2}{8} = - 3.265 \text{KN.m}$$

➤ Calcul des moments sur travées :

• travée(1-2) = (7-8) : 0 < x < 4.5 :

$$M_w = -3.256 \text{KNm} ; M_e = -12.90 \text{KNm}$$

$$M(x) = \frac{6.45 * 4.5}{2} x - \frac{6.45}{2} x^2 - 3.256 + \frac{(-12.90 + 3.256)}{4.5} x$$

$$M(x) = -3.225x^2 + 12.367x - 3.256$$

$$T_x = -6.45x + 12.367$$

$$\begin{cases} X=0 \rightarrow T(0) = 12.367 \text{ KN} \\ X=4.5 \rightarrow T(4.5) = -16.65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.45x + 12.367 = 0 \rightarrow x = 1.91 \text{ m}$$

$$M(1.91) = -3.22(1.91)^2 + 12.367(1.91) - 3.256$$

$$\Rightarrow M_{1-2} = M_{7-8} = 8.635 \text{ KN.m}$$

• travée (2-3) = (3-4) = (4-5) = (5-6) = (6-7): 0 < x < 4.5

$$M_w = -12.90 \text{ KN m} ; M_e = -9.83 \text{ KN m}$$

$$M(x) = \frac{6.45 * 4.5}{2} x - \frac{6.45}{2} x^2 - 12.90 + \frac{(-9.83 + 12.90)}{4.5} x$$

$$M(x) = -3.22 x^2 + 15.19 x - 12.90$$

$$T_x = -6.45x + 15.19$$

$$\begin{cases} X=0 \rightarrow T(0) = 15.19 \text{ KN} \\ X=4.5 \rightarrow T(4.5) = -13.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.45x + 15.19 = 0 \rightarrow x = 2.35 \text{ m}$$

$$M(2.35) = -3.22(2.35)^2 + 15.19(2.35) - 12.90$$

$$M_t = 5.72 \text{ KN.m}$$

▪ **Les moments en appuis :**

En appuis	Ma KN .m
1-8	-3.256
2-7	-12.90
3	-9.83
4	-9.83
5	-9.83
6	-9.83

▪ **Les moments en travées :**

En travées	Mt KN.m
1-2	8.635
2-3	5.72
3-4	5.72
4-5	5.72
5-6	5.72
6-7	5.72
7-8	8.635

▪ Efforts tranchants :

Travées	L	T(x=0) KN	T(x=L) KN
1-2	4.5	-12.367	-16.65
2-3	4.5	15.19	-13.83
3-4	4.5	15.19	-13.83
4-5	4.5	15.19	-13.83
5-6	4.5	15.19	-13.83
6-7	4.5	15.19	-13.83
7-8	4.5	-12.367	-16.65

❖ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à L'ELS

qs =4.71KN/ml

➤ Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = -0.2 \frac{qsl^2}{8} = \frac{-0.2(4.71) * (4.5)^2}{8} = -2.384 \text{ KN m}$$

$$M_2 = - \frac{qw * l^3 + qe * l^3}{8.5(lw + le)} = - \frac{4.71 * (4.5)^3 + 4.71 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} = -9.42 \text{ KN .m}$$

$$M_3 = - \frac{qw * l^3 + qe * l^3}{8.5(lw + le)} = - \frac{4.71 * (4.5 * 0.8)^3 + 4.71 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = -7.18 \text{ KN m}$$

$$M_4 = - \frac{qw * l^3 + qe * l^3}{8.5(lw + le)} = - \frac{4.71 * (4.5 * 0.8)^3 + 4.71 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = -7.18 \text{ KN m}$$

$$M_5 = - \frac{qw * l^3 + qe * l^3}{8.5(lw + le)} = - \frac{4.71 * (4.5 * 0.8)^3 + 4.71 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = -7.18 \text{ KN m}$$

$$M_6 = - \frac{qw * l^3 + qe * l^3}{8.5(lw + le)} = - \frac{4.71 * (4.5 * 0.8)^3 + 4.71 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = -7.18 \text{ KN m}$$

$$M_7 = - \frac{q_w * l^3 w^3 + q_e * l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{4.71 * (4.5)^3 + 4.71 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} = -9.42 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -0.2 \frac{q_s l^2}{8} = - \frac{0.2(4.71) \times (4.5)^2}{8} = -2.384 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments sur travées :**

• **travée(1-2) = (7-8) : 0 < x < 4.5 :**

$$M_w = -2.384 \text{ KN.m} ; M_e = -9.42 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{4.71 * 4.5}{2} x - \frac{4.71}{2} x^2 - 2.384 + \frac{(-9.42 + 2.384)}{4.5} x$$

$$M(x) = -2.355x^2 + 9.03x - 2.384$$

$$T_x = -4.71x + 9.03$$

$$\begin{cases} X=0 & \rightarrow T(0) = 9.03 \text{ KN} \\ X=4.5 & \rightarrow T(4.5) = -12.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \rightarrow -4.71x + 9.03 = 0 \rightarrow x = 1.91 \text{ m}$$

$$M(1.91) = -2.355(1.91)^2 + 9.03(1.91) - 2.384$$

$$\Rightarrow M_{1-2} = M_{7-8} = 6.27 \text{ KN.m}$$

• **travée (2-3) = (3-4) = (4-5) = (5-6) = (6-7) : 0 < x < 4.5**

$$M_w = -9.42 \text{ KN.m} ; M_e = -7.18 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = \frac{4.71 * 4.5}{2} x - \frac{4.71}{2} x^2 - 9.42 + \frac{(-7.18 + 9.42)}{4.5} x$$

$$M(x) = -2.355x^2 + 11.087x - 9.42$$

$$T_x = -4.71x + 11.087$$

$$\begin{cases} X=0 & \rightarrow T(0) = 11.087 \text{ KN} \\ X=4.5 & \rightarrow T(4.5) = -10.10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \rightarrow -4.71x + 11.087 = 0 \rightarrow x = 2.35 \text{ m}$$

$$M(2.35) = -2.355(2.35)^2 + 11.087(2.35) - 9.42$$

$$M_t = 3.62 \text{ KN.m}$$

▪ Les moments en appuis :

En appuis	Ma KN.m
1 -8	-2.384
2-7	- 9.42
3	-7.18
4	-7.18
5	-7.18
6	-7.18

▪ Les moments en travées :

En travées	Mt KN.m
1-2	6.27
2-3	3.62
3-4	3.62
4-5	3.62
5-6	3.62
6-7	3.62
7-8	6.27

▪ Efforts tranchants :

Travées	L	T(x=0) KN	T(x=L) KN
1-2	4.5	9.03	-12.16
2-3	4.5	11.087	-10.10
3-4	4.5	11.087	-10.10
4-5	4.5	11.087	-10.10
5-6	4.5	11.087	-10.10
6-7	4.5	11.087	-10.10
7-8	4.5	9.03	-12.16

❖ Diagrammes des moments et efforts tranchants :

➤ ELU :

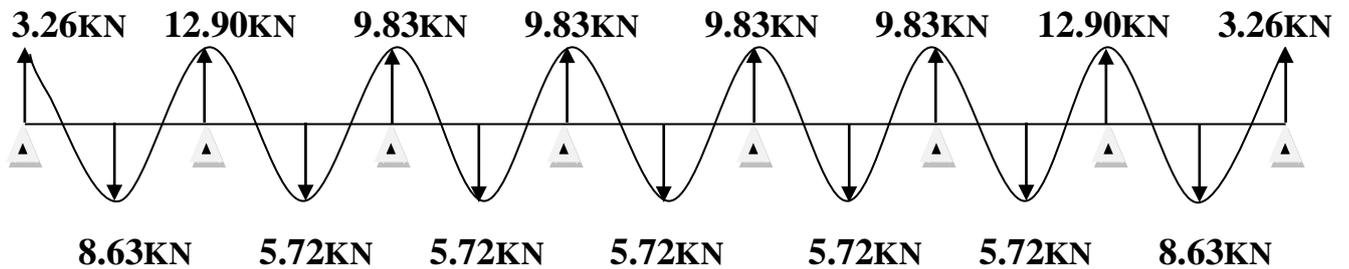


Diagramme des moments à L'.ELU

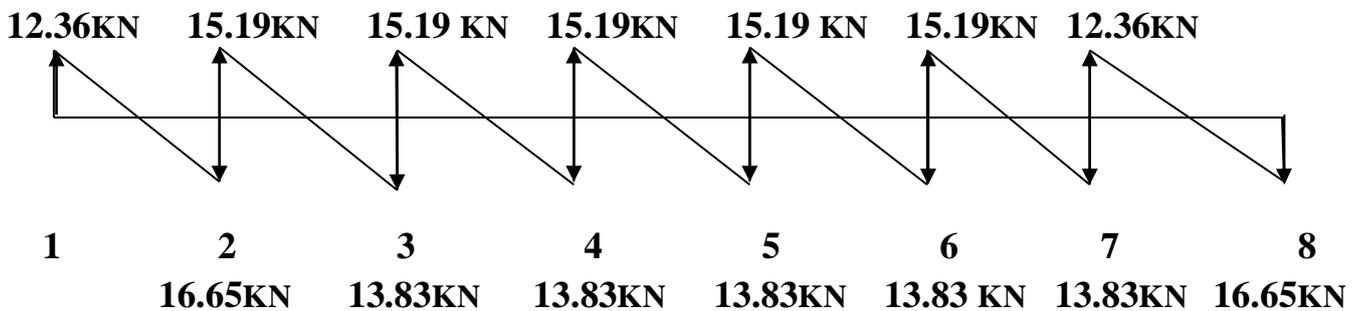


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

❖ ELS :

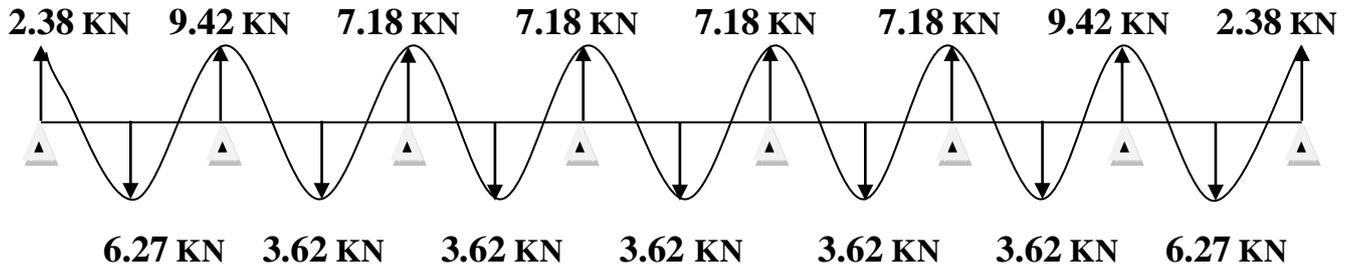


Diagramme des moments à l'E.L.S.

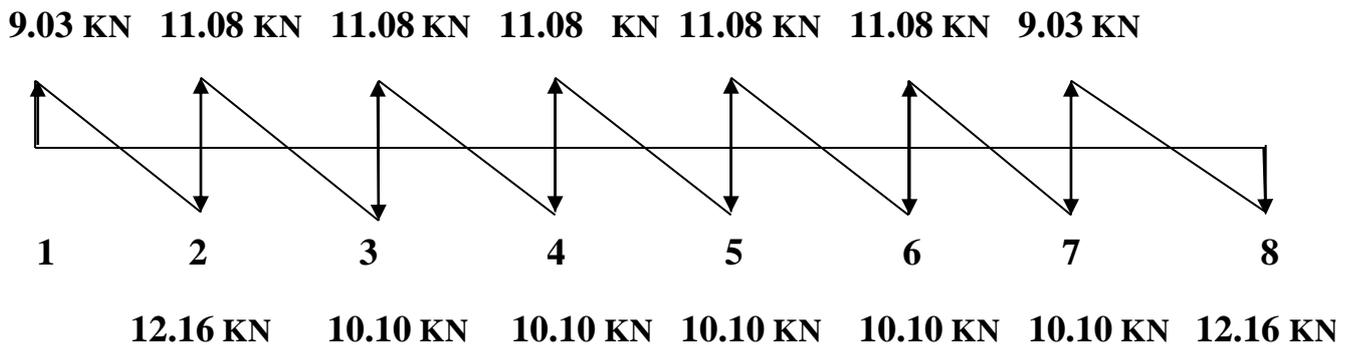


Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S

IV-5-3-3-Détermination des armatures :

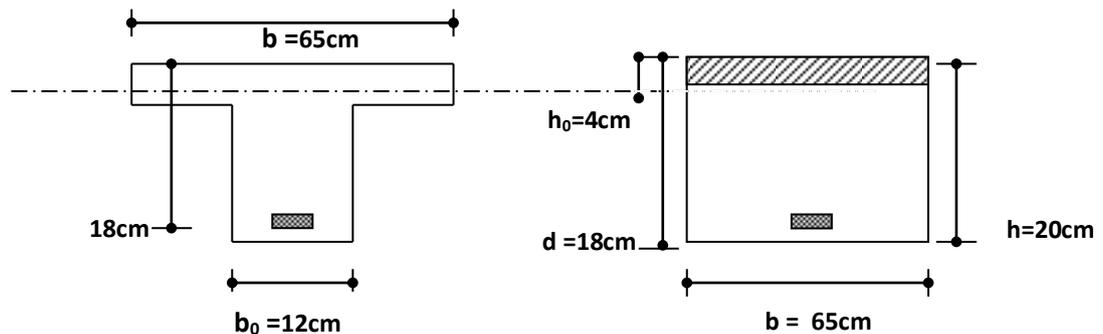
➤ en travée : section en T :

le moment de la table de compression :

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

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^{-3} = 58,947 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$$

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

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

IV-5-3-4-Ferailage sur appui : section b₀ h

Les résultats dans le tableau :

Appui Et Travée	M _U KN.m	B (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A _S (cm ²)	A _{MIN} (cm ²)	A _{ADOPTÉ} (cm ²)
1	3.256	12	18	0.0591	0,0761	17.45	0.536	0,26	1T12=1.13
1-2	.8635	65	18	0.0289	0,0366	17.73	1.4	1,413	2T12=2.26
2	12.90	12	18	0.234	0.338	15.56	2.1	0,26	2T12=2.26
2-3	5.72	65	18	0.0191	0.0241	17.82	0.922	1,413	2T12=2.26
3	9.83	12	18	0.178	0.246	16.22	.1741	0,26	2T12=2.26
3-4	5.72	65	18	0.0191	0.0241	17.82	0.922	1,413	2T12=2.26
4	9.83	12	18	0.178	0.246	16.22	.1741	0,26	2T12=2.26

4-5	5.72	65	18	0.0191	0.0241	17.82	0.922	1,413	2T12=2.26
5	9.83	12	18	0.178	0.246	16.22	.1741	0,26	2T12=2.26
5-6	5.72	65	18	0.0191	0.0241	17.82	0.922	1,413	2T12=2.26
6	9.83	12	18	0.178	0.246	16.22	.1741	0,26	2T12=2.26
6-7	5.72	65	18	0.0191	0.0241	17.82	0.922	1,413	2T12=2.26
7	12.90	12	18	0.234	0.338	15.56	2.1	0,26	2T12=2.26
7-8	.8635	65	18	0.0289	0,0366	17.73	1.399	1,413	2T12=2.26
8	3.256	12	18	0.0591	0,0761	17.45	0.536	0,26	1T12=1.13

IV-5-3-5-Vérification à l'E.L.U :

❖ **condition de non fragilité :**

➤ **en travée :**

$$A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = \mathbf{1,413 \text{ cm}^2}$$

$$.226 \text{ cm}^2 \geq 1.413 \text{ cm}^2$$

➤ **sur appui :**

$$A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = \mathbf{0,26 \text{ cm}^2}$$

$$1.13 \text{ cm}^2 \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification contrainte tangentielle du béton :**

$$T_{u_{max}} = 16.65 \text{ KN}$$

• **fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{n} f_{tj}) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{17.120 * 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,792 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,792 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200/35; 120/10; 12)mm = 5,71mm$$

On adopte un cadre ϕ_6 \longrightarrow **1 cadre T6**

$$\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0.56 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(0,9 \times 18; 40cm) = 16,2cm$$

On adopte: $S_t = 15cm$

❖ Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

➤ sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \times \frac{3.256}{0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 0.334MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.334MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33MPa \dots \dots \dots CV$$

➤ Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12.90}{0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.327MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.327MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3MPa \dots \dots \dots CV$$

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Plancher terrasse :

• Exemple (1) : appuis de Rive :

$$M_s = 2.384kn \cdot m, \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2, \quad b = 65 \text{ cm}, \quad d = 18cm, \quad c = 2cm$$

Position de l'axe neutre :

$$bx^2/2 + 15 A_s (d-x) = 32.5 x^2 - 15 (1.57)(18-x) = 0.$$

$$\implies 32.5 x^2 + 23.55 x - 423.9 = 0$$

$$\Delta = 55661.6 \implies \sqrt{\Delta} = 235.92$$

$$\Rightarrow x = 3.267 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = bx^3 / 3 + 15 A_s (d - x)^2 = 5867.29 \text{ cm}^4$$

Calcul et vérification des contraintes :

Béton:

$$\sigma_b = M_s . x / I \leq \bar{\sigma}_c = 2.384 * (3.267) * 10^2 / 5867.29 = 0.017 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_b < 0.60 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad 0.017 < 1.5 \text{ kn/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Acier :

$$\sigma_s = 15 M_s . (d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s = 15(2.384)10^2(18-3.267)/5867.29 = 8.979 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_s = 8.97 \text{ kn/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \Rightarrow 8.97 < 20 \text{ kn/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

• **Exemple 2 : appuis d'Intermédiaire :**

$$M_s = 7.18 \text{ kn} \cdot \text{m} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Axe neutre :

$$32.5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283.68$$

$$X = 3.84 \text{ cm}$$

Inertie :

$$I = 1226.84 + 6797.14 \quad \Rightarrow \quad I = 8024 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_b = M_s . x / I = 0.34 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_b < 0.60 f_{t28} \quad \Rightarrow \quad 0.34 \text{ KN/cm}^2 < 1.5 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Acier :

$$\sigma_s = 15 M_s . (d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s = 20 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 19 \text{ KN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \Rightarrow 19 \text{ KN/cm}^2 < 20 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- **Exemple 3 : Travée de Rive :**

$$M_s = 6.27 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Axe neutre :

$$X = 3.84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1226.84 + 6797.14 \quad \Rightarrow \quad I = 8024 \text{ cm}^4$$

❖ **Verification des contraintes:****Béton :**

$$\sigma_b = M_s \cdot x / I = 0.30 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_b < 0.60 f_{t28} \quad \Rightarrow \quad 0.30 \text{ KN/cm}^2 < 1.5 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Acier :

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s = 16.59 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 16.59 \text{ kn/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad 16.59 < 20 \text{ kn/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- **Exemple 4: Travée d'Intermédiaire :**

$$M_s = 3.62 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Axe neutre :

$$X = 3.84 \text{ cm}$$

Moment d'nertie :

$$I = 8024 \text{ cm}^4$$

Vérification contraintes :**Béton :**

$$\sigma_b = M_s \cdot x / I = 0.17 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_b < 0.60 f_{t28} \quad \Rightarrow \quad 0.17 \text{ KN/cm}^2 < 1.5 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s = 9.58 \text{ KN/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_s = 497.18 < \bar{\sigma}_s \implies 9.58 \text{ KN/cm}^2 < 20 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$

FERRAILLAGE NERVURES(16+4)

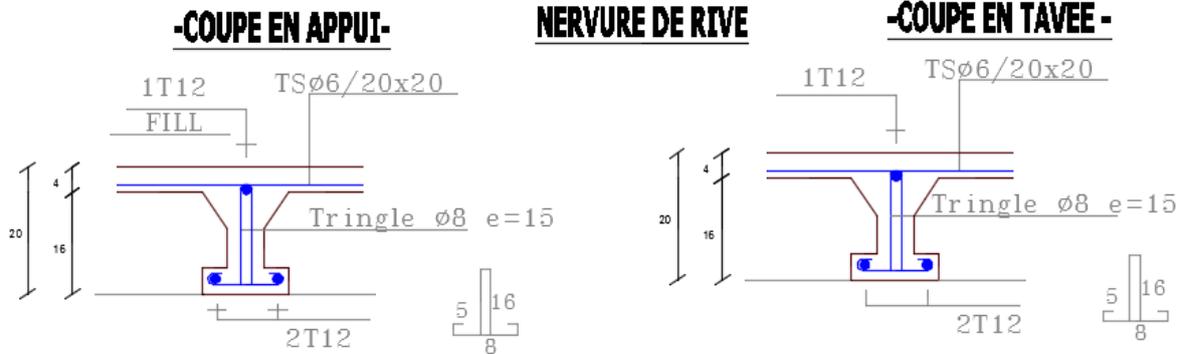


Figure IV.9 : ferrailage nervures de rive

FERRAILLAGE NERVURES(16+4)

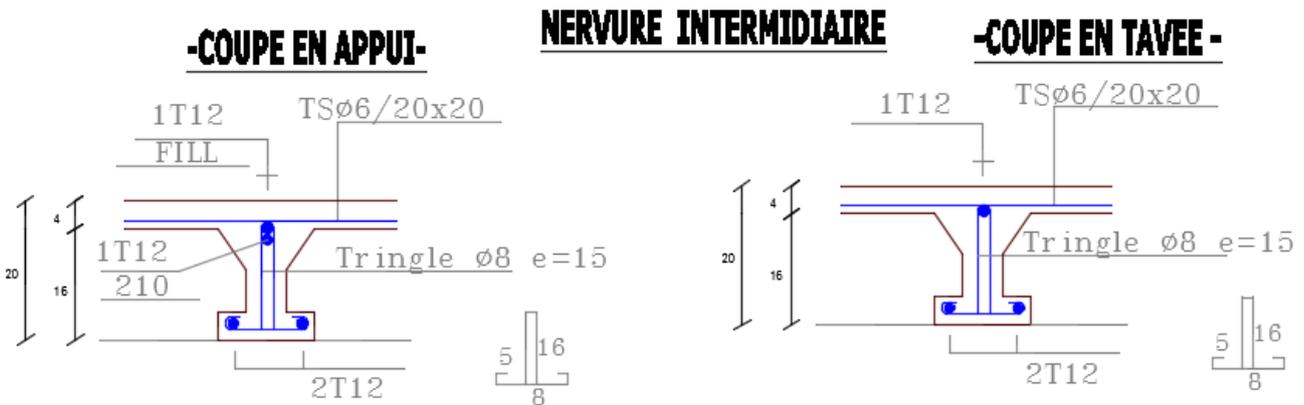


Figure IV.10 : ferrailage nervures intermédiaire

IV-6-Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimension des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm :dans le sens parallele aux poutrelles

30cm :dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$50 \text{ cm} < L_1 < 80 \text{ cm} \implies A_1 = 4 * L_1 / fe \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm})$

Si : $L_1 < 50 \text{ cm}$ $\implies A_1 = 200 / f_e$

Avec : L_1 / distance entre laxe des potrelles ($L_1 = 65 \text{ cm}$)

A_1 = diamètre perpendiculaire aux poutrelles(A.P)

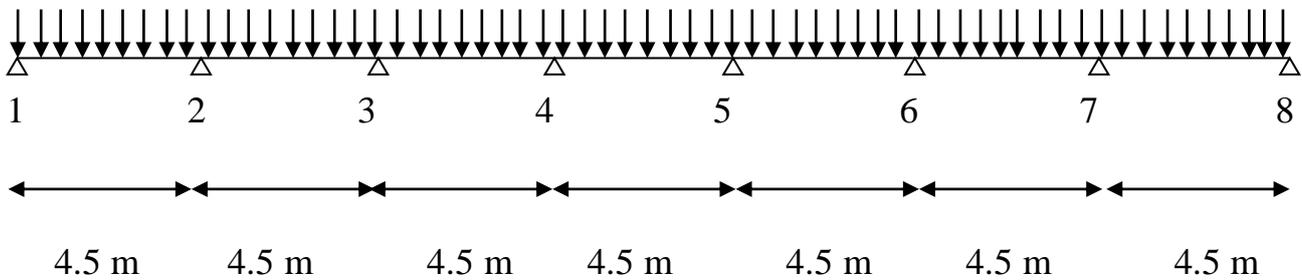
A_2 = diamètre perpendiculaire aux poutrelles(A.R)

$$A_1 = 4 * 65 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

6T6..... $A_1 = 1.7 \text{ cm}^2$

On adapte un treillis soudes dont la dimension des mailles est égale 20 cm suivant les deux sens

IV-7-Plancher étage courant :Habitation « Type 01 » :



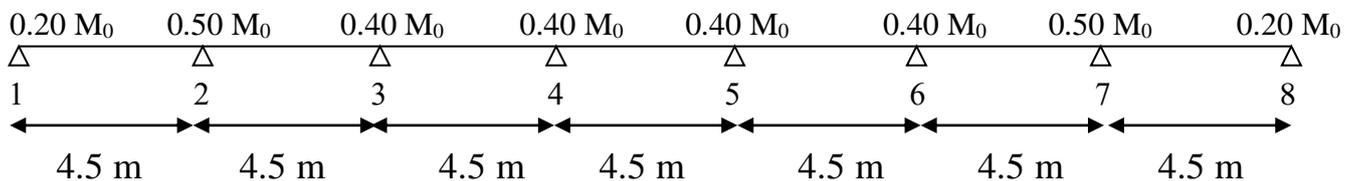
IV-7-1-Calcul des constantes :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 1.5 / 1.5 + 5.54 = 0.213$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 * 0.213) = 1.0639$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 * 0.213) / 2 = 0.532$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 * 0.213) / 2 = 0.631$$



IV-7-2-Calcul à l'E.L.U :

IV-7-2-1-Combinaison de charge :

(Le calcul se fait pour une bande de $b = 65 \text{ cm}$)

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q).b$$

$$= (1.35 \times 5.54 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = \mathbf{6,323 \text{ KN/ml}}$$

IV-7-2-2- Calcul les moments :

❖ **Moment isostatique :** $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(1-2)} = 6.323 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{16.00 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(2-3)} = 6.323 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{16.00 \text{ KN.m}}$$

$$L=.45\text{m} ; M_{0(3-4)} = 6.323 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{16.00 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(4-5)} = 6.323 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{16.00 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(5-6)} = 6.323 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{16.00 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(6-7)} = 6.323 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{16.00 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(7-8)} = 6.323 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{16.00 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments sur appui :**

$$M_{a1} = 0,20 M_{0(1-2)} = 0.20 \times 16 = \mathbf{3.2 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0,5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 16 = \mathbf{8 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0,4 M_{0(2-3)} = 0.4 \times 16 = \mathbf{.64 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0,4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 16 = \mathbf{6.4 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0,4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 16 = \mathbf{6.4 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0,4 M_{0(3-4)} = 0.4 \times 16 = \mathbf{6.4 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0,5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 16 = \mathbf{8 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a8} = 0,20 M_{0(1-2)} = 0.20 \times 16 = \mathbf{3.2 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments en travée:**

➤ **Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.063 (16) - (3.2 + 8) / 2 = 11.40 \text{ KN.m} \\ 0.631 \times 16 = 10.096 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 11.40 \text{ KN.m}}$$

- **Travée (2-3)** : travée intermédiaire :

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.063 (16) - (8+.64)/2 = 9.80 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 16 = 8.496 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = 9.80 \text{ KN.m}$$

- **Travée (3-4)** : travée intermédiaire :

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.063 (16) - (6.4+.64)/2 = 10.60 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 16 = 8.496 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} = 10.60 \text{ KN.m}$$

- **Travée (4-5)** : travée intermédiaire :

$$M_{t(4-5)} : \max \begin{cases} 1.063 (16) - (6.4+.64)/2 = 10.60 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 16 = 8.496 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(4-5)} = 10.60 \text{ KN.m}$$

- **Travée (5-6)** : travée intermédiaire :

$$M_{t(5-6)} : \max \begin{cases} 1.063 (16) - (6.4+.64)/2 = 10.60 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 16 = 8.496 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(5-6)} = 10.60 \text{ KN.m}$$

- **Travée (6-7)** : travée intermédiaire :

$$M_{t(6-7)} : \max \begin{cases} 1.063 (16) - (6.4+8)/2 = 9.80 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 16 = 8.496 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(6-7)} = 9.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée (7-8):** travée de rive :

$$M_{t(7-8)} : \max \begin{cases} 1.063 (16) - (8+3.2)/2 = 11.40 \text{ KN.m} \\ 0.631 \times 16 = 10.096 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(7-8)} = 11.40 \text{ KN.m}$$

IV-7-2-3-Calcul des efforts tranchants :

$$T = q_u \cdot L/2$$

$$T_{(1-2)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.323 \times 4.5/2 = 14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(1-2)}^e = -1,1 q_u \cdot L/2 = -1.1 \times 6.323 \times 4.5/2 = -15.649 \text{ KN}$$

$$T_{(2-3)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.323 \times 4.5/2 = 14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(2-3)}^e = -q_u \cdot L/2 = -6.323 \times 3.9/2 = -14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(3-4)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.323 \times 4.8/2 = 14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(3-4)}^e = -q_u \cdot L/2 = -6.323 \times 4.8/2 = -14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(4-5)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.323 \times 4.8/2 = 14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(4-5)}^e = -q_u \cdot L/2 = -6.323 \times 4.8/2 = -14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(5-6)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.323 \times 4.8/2 = 14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(5-6)}^e = -q_u \cdot L/2 = -6.323 \times 4.8/2 = -14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(6-7)}^w = q_u \cdot L/2 = 6.323 \times 4.8/2 = 14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(6-7)}^e = -q_u \cdot L/2 = -6.323 \times 4.8/2 = -14.226 \text{ KN}$$

$$T_{(7-8)}^w = 1.1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \times 6.323 \times 4.5/2 = 15.649 \text{ KN}$$

$$T_{(7-8)}^e = -q_u \cdot L/2 = -6.323 \times 4.5/2 = -14.226 \text{ KN}$$

IV-7-3-Calcul à l'E.L.S:

$$q_s = 4.576 \text{ KN.m}$$

IV-7-3-1-Combinaison de charge :

(Le calcul se fait pour une bande de $b=65\text{cm}$)

$$Q_s = (G+Q).b$$

$$= (5.54+1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.576 \text{ KN/ml}}$$

IV-7-3-2-Calcul les moments :

❖ **Moment isostatique :** $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(1-2)} = 4.576 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{11.583 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(2-3)} = 4.576 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{11.583 \text{ KN.m}}$$

$$L=.45\text{m} ; M_{0(3-4)} = 4.576 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{11.583 \text{ KN.m}}$$

$$L=.45\text{m} ; M_{0(4-5)} = 4.576 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{11.583 \text{ KN.m}}$$

$$L=.45\text{m} ; M_{0(5-6)} = 4.576 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{11.583 \text{ KN.m}}$$

$$L=.45\text{m} ; M_{0(6-7)} = 4.576 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{11.583 \text{ KN.m}}$$

$$L=.45\text{m} ; M_{0(7-8)} = 4.576 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{11.583 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments sur appui :**

$$M_{a1}=0,20 \quad M_{0(1-2)}=0.20 \times 11.583 = \mathbf{2.316 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2}=0,5 \quad M_{0(1-2)}=0.5 \times 11.583 = \mathbf{5.791 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3}=0,4 \quad M_{0(2-3)}=0.4 \times 11.583 = \mathbf{4.633 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4}=0,4 \quad M_{0(3-4)}=0.4 \times 11.583 = \mathbf{4.633 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5}=0,4 \quad M_{0(4-5)}=0.4 \times 11.583 = \mathbf{4.633 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6}=0,4 \quad M_{0(5-6)}=0.4 \times 11.583 = \mathbf{4.633 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7}=0,5 \quad M_{0(6-7)}=0.5 \times 11.583 = \mathbf{5.791 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a8}=0,20 \quad M_{0(7-8)}=0.20 \times 11.583 = \mathbf{2.316 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments en travée:**

➤ **Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.063 (11.583) - (2.316 + 5.791) / 2 = 8.259 \text{ KN.m} \\ 0.631 \times 11.583 = 7.308 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(1-2)} = 8.259KN.m}$$

- **Travée (2-3) :** travée intermédiaire :

$$Mt_{(2-3)} : \max \begin{cases} 1.063 (11.583) - (5.791+4.633)/2 = 7.100 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 11.583 = 6.150 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(2-3)} = 7.100 \text{ KN.m}}$$

- **Travée (3-4) :** travée intermédiaire :

$$Mt_{(3-4)} : \max \begin{cases} 1.063 (11.583) - (4.633+4.633)/2 = 7.679 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 11.583 = 6.150 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(3-4)} = 6.150 \text{ KN.m}}$$

- **Travée (4-5) :** travée intermédiaire :

$$Mt_{(4-5)} : \max \begin{cases} 1.063 (11.583) - (4.633+4.633)/2 = 7.679 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 11.583 = 6.150 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(4-5)} = 6.150 \text{ KN.m}}$$

- **Travée (5-6) :** travée intermédiaire :

$$Mt_{(5-6)} : \max \begin{cases} 1.063 (11.583) - (4.633+4.633)/2 = 7.679 \text{ KN.m} \\ 0.531 \times 11.583 = 6.150 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{Mt_{(5-6)} = 6.150 \text{ KN.m}}$$

- **Travée (6-7) :** travée intermédiaire :

$$Mt_{(6-7)} : \max \begin{cases} 1.063 (11.583) - (4.633+5.791)/2 = 7.100 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0.531 \times 11.583 = 6.150 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mt_{(6-7)} = 7.100 \text{ KN.m}}$$

➤ **Travée (7-8):** travée de rive :

$$Mt_{(7-8)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.063 (11.583) - (5.791 + 2.316)/2 = 8.259 \text{ KN.m} \\ 0.631 \times 11.583 = 7.308 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{Mt_{(7-8)} = 8.259 \text{ KN.m}}$$

IV-7-3-3-Calcul des efforts tranchants :

$$T = q_s \cdot L/2$$

$$T^w_{(1-2)} = q_s \cdot L/2 = 4.576 \times 4.5/2 = \mathbf{10.269 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(1-2)} = -1,1 q_s \cdot L/2 = -1.1 \times 4.576 \times 4.5/2 = \mathbf{-11.325 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(2-3)} = q_s \cdot L/2 = 4.576 \times 4.5/2 = \mathbf{10.269 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(2-3)} = -q_s \cdot L/2 = -4.576 \times 3.9/2 = \mathbf{-10.269 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(3-4)} = q_s \cdot L/2 = 4.576 \times 4.8/2 = \mathbf{10.269 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(3-4)} = -q_s \cdot L/2 = -4.576 \times 4.8/2 = \mathbf{-10.269 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(4-5)} = q_s \cdot L/2 = 4.576 \times 4.8/2 = \mathbf{10.269 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(4-5)} = -q_s \cdot L/2 = -4.576 \times 4.8/2 = \mathbf{-10.269 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(5-6)} = q_s \cdot L/2 = 4.576 \times 4.8/2 = \mathbf{10.269 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(5-6)} = -q_s \cdot L/2 = -4.576 \times 4.8/2 = \mathbf{-10.269 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(6-7)} = q_s \cdot L/2 = 4.576 \times 4.8/2 = \mathbf{10.269 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(6-7)} = -q_s \cdot L/2 = -4.576 \times 4.8/2 = \mathbf{-10.269 \text{ KN}}$$

$$T^w_{(7-8)} = 1.1 q_s \cdot L/2 = 1.1 \times 4.576 \times 4.5/2 = \mathbf{11.325 \text{ KN}}$$

$$T^e_{(7-8)} = -q_s \cdot L/2 = -4.576 \times 4.5/2 = \mathbf{-10.269 \text{ KN}}$$

IV-7-4-Digrammes des moments et efforts tranchants :

➤ **ELU :**

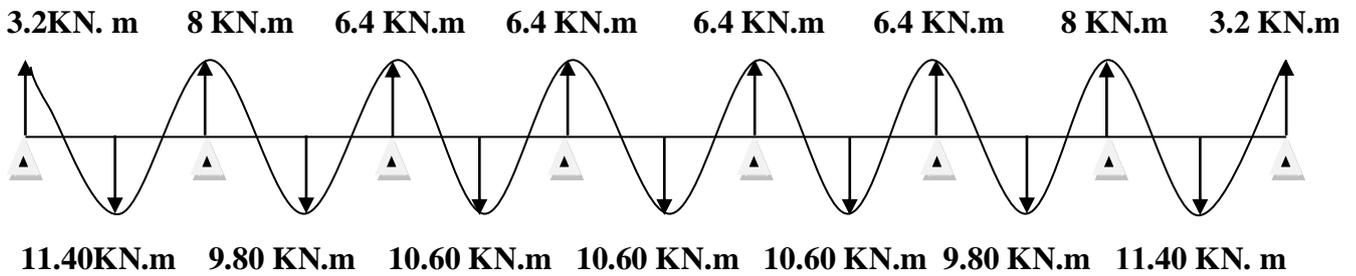


Diagramme des moments à L'.ELU

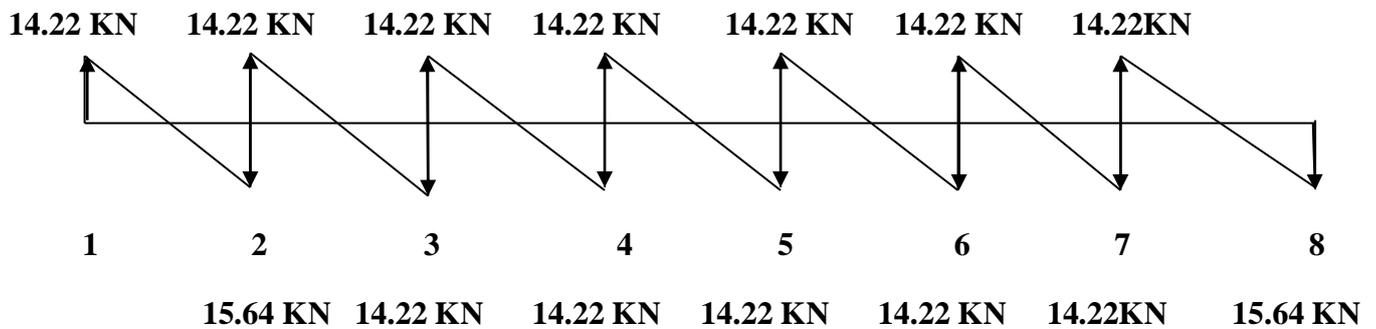


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

➤ **ELS :**

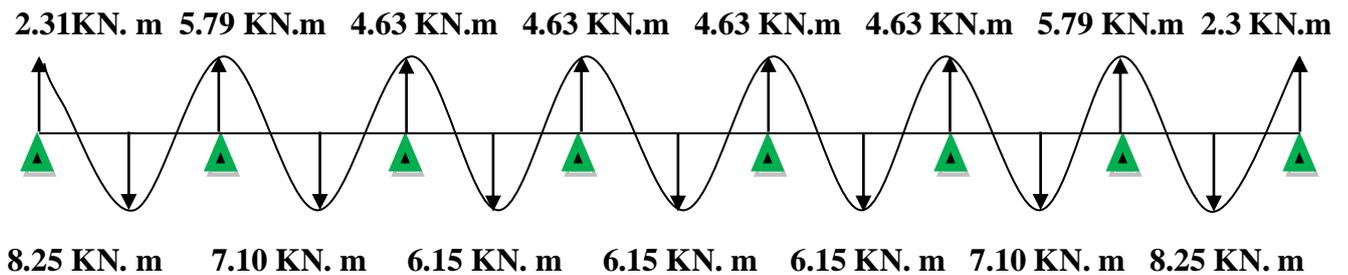


Diagramme des moments à L'.ELS

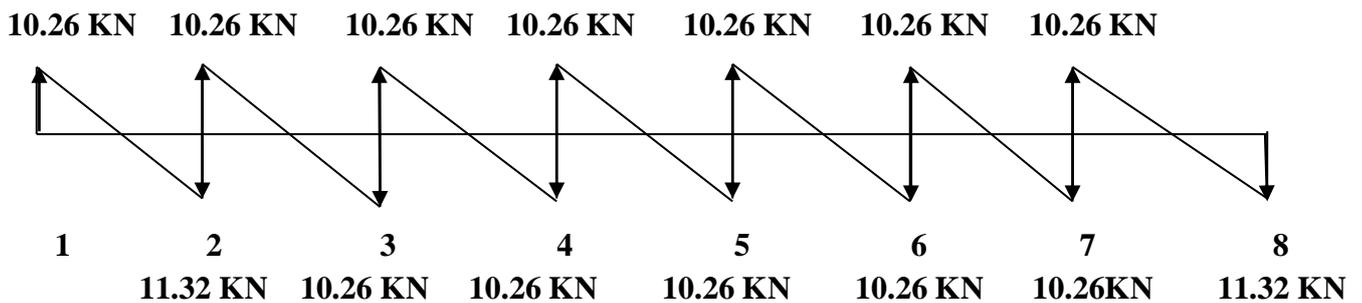


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELS

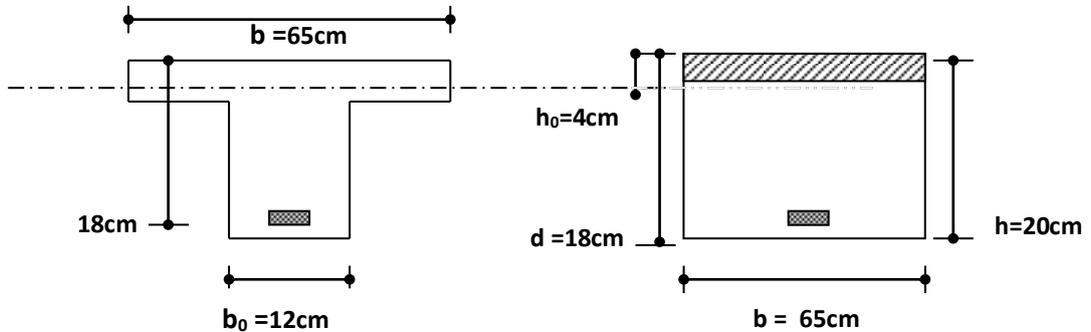
IV-7-5-Détermination des armatures :

❖ le moment de la table de compression :

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

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^{-3} = 58,947 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats dans le tableau :

Appui Et Travée	M _U (KN.m)	B (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A _S (cm ²)	A _{MIN} (cm ²)	A _{DOPTE} (cm ²)
1	3.2	12	18	0.0580	0,0747	17.46	0.526	0,26	1T12=1.13

1-2	11.40	65	18	0.0382	0,0486	17.650	1.856	1,413	2T12=2.26
2	8	12	18	0.145	0.196	16.58	1.386	0,26	1T12=1.13
2-3	9.80	65	18	0.0328	0.0416	17.70	1.591	1,413	2T12=2.26
3	6.4	12	18	0.116	0.154	16.89	1.361	0,26	1T12=1.57
3-4	10.60	65	18	0.0355	0.0451	17.675	1.723	1,413	2T12=2.26
4	6.4	12	18	0.116	0.154	16.89	1.361	0,26	1T12=1.57
4-5	10.60	65	18	0.0355	0.0451	17.675	1.723	1,413	2T12=2.26
5	6.4	12	18	0.116	0.154	16.89	1.361	0,26	1T12=1.57
5-6	10.60	65	18	0.0355	0.0451	17.675	1.723	1,413	2T12=2.26
6	6.4	12	18	0.116	0.154	16.89	1.361	0,26	1T12=1.57
6-7	9.80	65	18	0.0328	0.0416	17.70	1.591	1,413	2T12=2.26
7	8	12	18	0.145	0.196	16.58	1.386	0,26	1T12=1.57
7-8	11.40	65	18	0.0382	0,0486	17.650	1.856	1,413	2T12=2.26
8	3.2	12	18	0.0580	0,0747	17.46	0.526	0,26	1T12=1.57

IV-7-6-Vérification à l'E.L.U :

IV-7-6-1-condition de non fragilité :

➤ **en travée :**

$$A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e= 0.23x65x18x2.1/400 = \mathbf{1,413cm^2}$$

$$2.26cm^2 \geq 1.413 cm^2 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

➤ **sur appui :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{0,26 \text{ cm}^2}$$

$$1,13 \text{ cm}^2 \geq 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

IV-7-6-2-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 15,649 \text{ KN}$$

❖ **fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,649 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,724 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,724 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

IV-7-6-3-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200 / 35; 120 / 10; 12) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6 \longrightarrow \mathbf{1 \text{ cadre T6}}$

$$\Rightarrow \mathbf{A_t = 2 \text{ T 6} = 0,56 \text{ cm}^2}$$

IV-7-6-4-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40 \text{ cm}) = \mathbf{16,2 \text{ cm}}$$

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

IV-7-6-5-Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

❖ **sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \times \frac{14,226}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 10^3} = 1,756 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,756 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

❖ **Appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0.0,9d} = \frac{2 \times 15.649}{0.1 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3} = 1.609 \text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.609 \text{MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3 \text{MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV-7-7-Vérification à l'E.L.S :

❖ Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

➤ **En travée (7-8) :** $\alpha = 0,0486 ;$

$$\gamma = 11.40 / 8.259 = 1.380$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 = (1.380 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,441$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0486 \leq 0,441 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Appui de rive :** $\alpha = 0,0747$

$$\gamma = 3.2 / 2.316 = 1.381$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 \Rightarrow (1,381 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,441$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0747 \leq 0,441 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Appui intermédiaire :** $\alpha = 0,196$

$$\gamma = 8 / 5.791 = 1,381$$

$$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 = (1,381 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0,441$$

$$\alpha = 0,196 < 0,441 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Condition de la flèche :

$$\checkmark \quad h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.2 / 4.2 = 0,0476 \geq 1 / 22.5 = 0,0444 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20 / 4.2 = 0,0476 \geq 11.40 / 15 \times 16 = 0,0475 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 1.57 / 12 \times 18 = 0,0072 \leq 3.6 / 400 = 0,009 \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

FERRAILLAGE NERVURES(16+4)

NERVURE DE RIVE ET INTRE

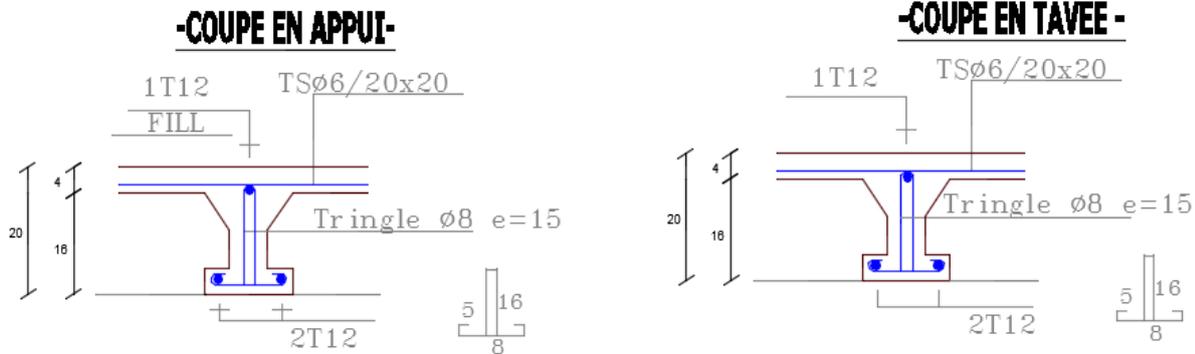
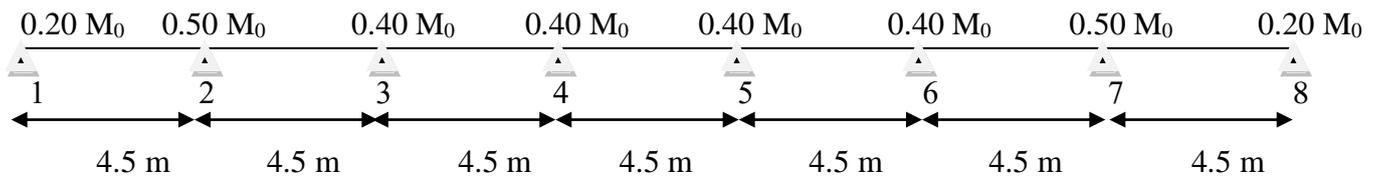


Figure IV.11 : ferrailage nervures de rive

IV-8-Plancher étage courant bureau : « Type 01 »



IV-8-1-Calcul des constantes :

- $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 2.5/2.5+5.54 = 0.310$
- $(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.310) = 1.093$
- $(1+0.3 \alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.310)/2 = 0.546$
- $(1.2+0.3 \alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.310)/2 = 0.646$

IV-8-2-Calcul à l'E.L.U :

IV-8-2-1- Combinaison de charge :

(Le calcul se fait pour une bande de b=65cm)

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q).b$$

$$= (1.35 \times 5.54 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 7.298 \text{ KN/ml}$$

IV-8-2-2- Calcul les moments :

❖ **Moment isostatique :** $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(1-2)} = 7.298 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{18.47 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(2-3)} = 7.298 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{18.47 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(3-4)} = 7.298 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{18.47 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(4-5)} = 7.298 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{18.47 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(5-6)} = 7.298 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{18.47 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(6-7)} = 7.298 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{18.47 \text{ KN.m}}$$

$$L=4.5\text{m} ; M_{0(7-8)} = 7.298 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{18.47 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments sur appui :**

$$M_{a1} = 0,20 \quad M_{0(1-2)} = 0,20 \times 18,47 = \mathbf{3,69 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0,5 \quad M_{0(1-2)} = 0,5 \times 18,47 = \mathbf{9,23 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0,4 \quad M_{0(2-3)} = 0,4 \times 18,47 = \mathbf{7,38 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0,4 \quad M_{0(3-4)} = 0,4 \times 18,47 = \mathbf{7,38 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0,4 \quad M_{0(3-4)} = 0,4 \times 18,47 = \mathbf{7,38 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0,4 \quad M_{0(3-4)} = 0,4 \times 18,47 = \mathbf{7,38 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0,5 \quad M_{0(1-2)} = 0,5 \times 18,47 = \mathbf{9,23 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a8} = 0,20 \quad M_{0(1-2)} = 0,20 \times 18,47 = \mathbf{3,69 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments en travée:**

➤ **Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.093 (18.47) - (3.69 + 9.23) / 2 = 13.17 \text{ KN.m} \\ 0.646 \times 18.47 = 11.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = 13.17 \text{ KN.m}}$$

➤ Travée (2-3) : travée intermédiaire :

$$M_{t(2-3)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.093 (18.47) - (9.23+7.38)/2 = 11.88 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 18.47 = 10.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(2-3)} = 11.88 \text{ KN.m}$

➤ Travée (3-4) : travée intermédiaire :

$$M_{t(3-4)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.093 (18.47) - (7.38+7.38)/2 = 12.80 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 18.47 = 10.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(3-4)} = 12.80 \text{ KN.m}$

➤ Travée (4-5) : travée intermédiaire :

$$M_{t(4-5)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.093 (18.47) - (7.38+7.38)/2 = 12.80 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 18.47 = 10.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(4-5)} = 12.80 \text{ KN.m}$

➤ Travée (5-6) : travée intermédiaire :

$$M_{t(5-6)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.093 (18.47) - (7.38+7.38)/2 = 12.80 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 18.47 = 10.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(5-6)} = 12.80 \text{ KN.m}$

➤ Travée (6-7) : travée intermédiaire :

$$M_{t(6-7)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.093 (18.47) - (7.38+9.23)/2 = 11.88 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 18.47 = 10.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{t(6-7)} = 11.88 \text{ KN.m}$

➤ **Travée (7-8):** travée de rive

$$M_{t(7-8)} : \max \begin{cases} 1.093 (18.47) - (3.69 + 9.23)/2 = 13.17 \text{ KN.m} \\ 0.646 \times 18.47 = 11.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(7-8)} = 13.17 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T = q_u \cdot L/2$$

$$T_{(1-2)}^w = q_u \cdot L/2 = 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(1-2)}^e = -1,1 q_u \cdot L/2 = -1.1 \times 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{-18.04 \text{ KN}}$$

$$T_{(2-3)}^w = q_u \cdot L/2 = 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(2-3)}^e = -q_u \cdot L/2 = 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{-16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(3-4)}^w = q_u \cdot L/2 = 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(3-4)}^e = -q_u \cdot L/2 = -7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{-16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(4-5)}^w = q_u \cdot L/2 = 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(4-5)}^e = -q_u \cdot L/2 = -7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{-16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(5-6)}^w = q_u \cdot L/2 = 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(5-6)}^e = -q_u \cdot L/2 = -7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{-16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(6-7)}^w = q_u \cdot L/2 = 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(6-7)}^e = -q_u \cdot L/2 = -7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{-16.40 \text{ KN}}$$

$$T_{(7-8)}^w = 1.1 q_u \cdot L/2 = 1.1 \times 7.29 \times 4.5/2 = \mathbf{18.04 \text{ KN}}$$

$$T_{(7-8)}^e = -q_u \cdot L/2 = -6.323 \times 4.5/2 = \mathbf{-16.40 \text{ KN}}$$

IV-8-3-Calcul à l'E.L.S:

$$q_s = \mathbf{5.22 \text{ KN.m}}$$

IV-8-3-1-Combinaison de charge :

(Le calcul se fait pour une bande de $b=65\text{cm}$)

$$Q_s = (G+Q) \cdot b = (5.54+2.5) \times 0.65 = \mathbf{5.22 \text{ KN/ml}}$$

IV-8-3-2- Calcul les moments :**❖ Moment isostatique :**

$$M_0 = q_s \cdot L^2 / 8$$

$$L = 4.5\text{m} ; M_{0(1-2)} = 5.22 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{13.21\text{ KN.m}}$$

$$L = 4.5\text{m} ; M_{0(2-3)} = 5.22 \times (4.5)^2 / 8 = \mathbf{13.21\text{ KN.m}}$$

$$L = .45\text{m} ; M_{0(3-4)} = 5.22 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{13.21\text{ KN.m}}$$

$$L = .45\text{m} ; M_{0(4-5)} = 5.22 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{13.21\text{ KN.m}}$$

$$L = .45\text{m} ; M_{0(5-6)} = 5.22 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{13.21\text{ KN.m}}$$

$$L = .45\text{m} ; M_{0(6-7)} = 5.22 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{13.21\text{ KN.m}}$$

$$L = .45\text{m} ; M_{0(7-8)} = 5.22 \times (.45)^2 / 8 = \mathbf{13.21\text{ KN.m}}$$

❖ Moments sur appui :

$$M_{a1} = 0,20 \quad M_{0(1-2)} = 0,20 \times 13,21 = \mathbf{2,64\text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0,5 \quad M_{0(1-2)} = 0,5 \times 13,21 = \mathbf{6,60\text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0,4 \quad M_{0(2-3)} = 0,4 \times 13,21 = \mathbf{5,28\text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0,4 \quad M_{0(3-4)} = 0,4 \times 13,21 = \mathbf{5,28\text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0,4 \quad M_{0(4-5)} = 0,4 \times 13,21 = \mathbf{5,28\text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0,4 \quad M_{0(5-6)} = 0,4 \times 13,21 = \mathbf{5,28\text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0,5 \quad M_{0(6-7)} = 0,5 \times 13,21 = \mathbf{6,60\text{ KN.m}}$$

$$M_{a8} = 0,20 \quad M_{0(7-8)} = 0,20 \times 13,21 = \mathbf{2,64\text{ KN.m}}$$

❖ Moments en travée:

➤ **Travée (1-2):** travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1,093 (13,21) - (2,64 + 6,60) / 2 = 9,81\text{ KN.m} \\ 0,646 \times 13,21 = 8,53\text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t(1-2)} = \mathbf{9,81\text{ KN.m}}$$

- **Travée (2-3) : travée intermédiaire :**

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.093 (13.21) - (6.60 + 5.28)/2 = 8.49 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 13.21 = 7.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(2-3)} = 8.49 \text{ KN.m}$

- **Travée (3-4) : travée intermédiaire :**

$$M_{t(3-4)} : \max \begin{cases} 1.093 (13.21) - (5.28 + 5.28)/2 = 9.15 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 13.21 = 7.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(3-4)} = 9.15 \text{ KN.m}$

- **Travée (4-5) : travée intermédiaire :**

$$M_{t(4-5)} : \max \begin{cases} 1.093 (13.21) - (5.28 + 5.28)/2 = 9.15 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 13.21 = 7.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(4-5)} = 9.15 \text{ KN.m}$

- **Travée (5-6) : travée intermédiaire :**

$$M_{t(5-6)} : \max \begin{cases} 1.093 (13.21) - (5.28 + 5.28)/2 = 9.15 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 13.21 = 7.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(5-6)} = 9.15 \text{ KN.m}$

- **Travée (6-7) : travée intermédiaire :**

$$M_{t(6-7)} : \max \begin{cases} 1.093 (13.21) - (6.60 + 5.28)/2 = 8.49 \text{ KN.m} \\ 0.546 \times 13.21 = 7.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(6-7)} = 8.49 \text{ KN.m}$

➤ **Travée (7-8):** travée de rive

$$M_{t(7-8)} : \max \begin{cases} 1.093 (13.21) - (2.64 + 6.60)/2 = 9.81 \text{ KN.m} \\ 0.646 \times 13.21 = 8.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(7-8)} = 9.81 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T = q_s \cdot L/2$$

$$T_{(1-2)}^w = q_s \cdot L/2 = 5.22 \times 4.5/2 = 11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(1-2)}^e = -1,1 q_s \cdot L/2 = -1.1 \times 5.22 \times 4.5/2 = -12.91.325 \text{ KN}$$

$$T_{(2-3)}^w = q_s \cdot L/2 = 5.22 \times 4.5/2 = 11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(2-3)}^e = -q_s \cdot L/2 = -5.22 \times 4.5/2 = -11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(3-4)}^w = q_s \cdot L/2 = 5.22 \times 4.5/2 = 11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(3-4)}^e = -q_s \cdot L/2 = -5.22 \times 4.5/2 = -11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(4-5)}^w = q_s \cdot L/2 = 5.22 \times 4.5/2 = 11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(4-5)}^e = -q_s \cdot L/2 = -5.22 \times 4.5/2 = -11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(5-6)}^w = q_s \cdot L/2 = 5.22 \times 4.5/2 = 11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(5-6)}^e = -q_s \cdot L/2 = -5.22 \times 4.5/2 = -11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(6-7)}^w = q_s \cdot L/2 = 5.22 \times 4.5/2 = 11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(6-7)}^e = -q_s \cdot L/2 = -5.22 \times 4.5/2 = -11.74 \text{ KN}$$

$$T_{(7-8)}^w = 1.1 q_s \cdot L/2 = 1.1 \times 5.22 \times 4.5/2 = 12.91 \text{ KN}$$

$$T_{(7-8)}^e = -q_s \cdot L/2 = -5.22 \times 4.5/2 = -11.74 \text{ KN}$$

IV-8-4-Digrammes des moments et efforts tranchants :

➤ **ELU :**

3.69KN.m 9.23 KN.m 7.38 KN.m 7.38 KN.m 7.38 KN.m 7.38 KN.m 9.23 KN.m 3.69 KN.m

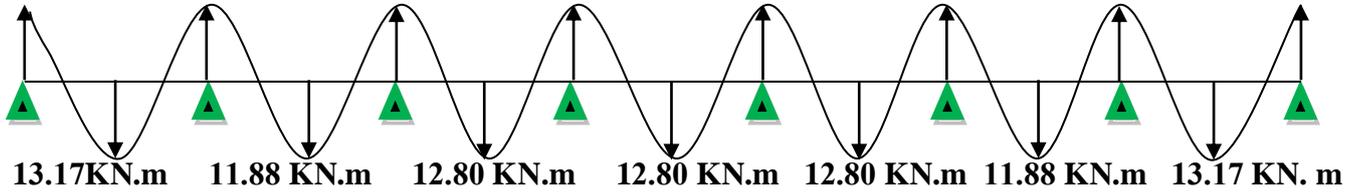


Diagramme des moments à L'.ELU

16.40 KN 16.40 KN 16.40 KN 16.40KN 16.40 KN 16.40 KN 16.40 KN

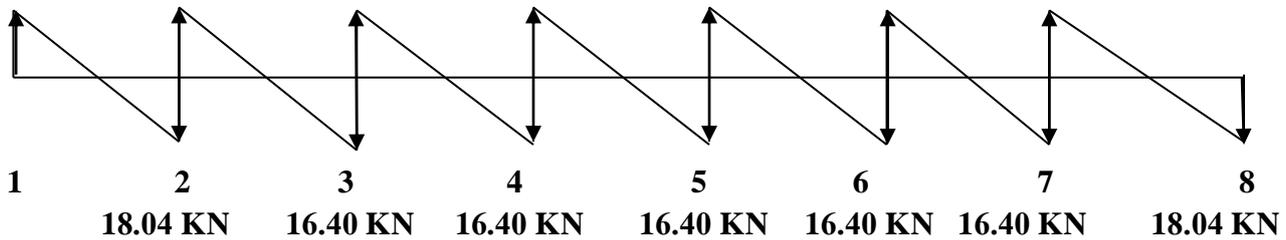


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

➤ **ELS :**

2.64KN.m 6.60 KN.m 5.28 KN.m 5.28 KN.m 5.28 KN.m 5.28 KN.m 6.60 KN.m 2.64 KN.m

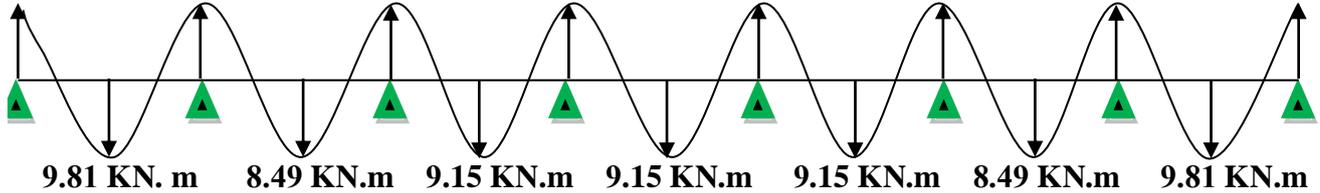


Diagramme des moments à L'.ELS

11.74 KN 11.74 KN 11.74 KN 11.74 KN 11.74 KN 11.74 KN 11.74 KN

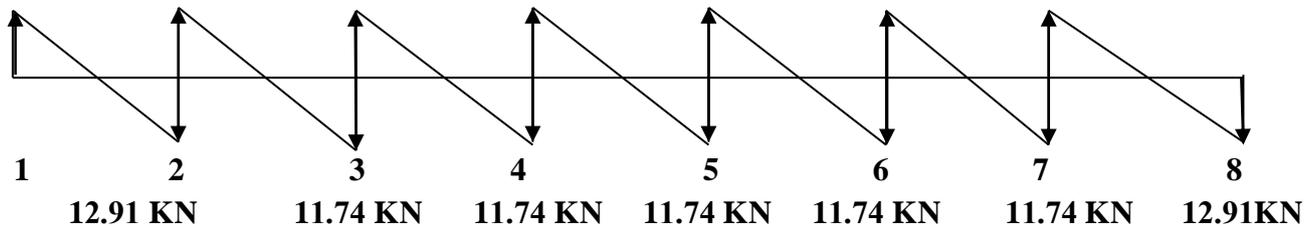


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELS

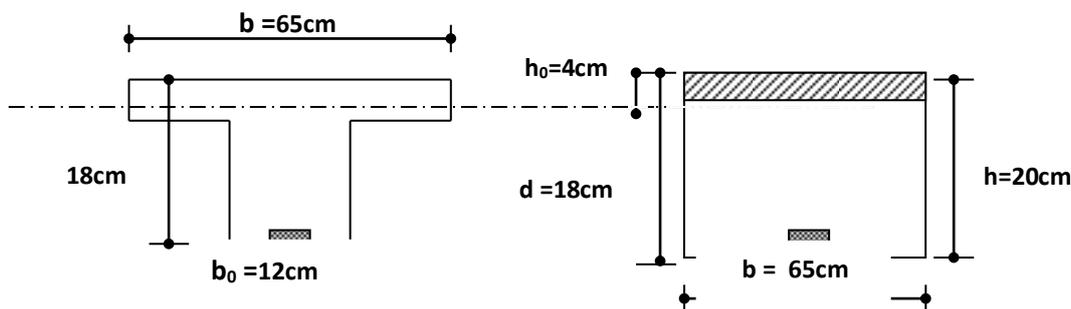
IV-8-5- Détermination des armatures :

❖ **le moment de la table de compression :**

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

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^{-3} = \mathbf{58,947 \text{ KN.m}}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

• Les résultats dans le tableau :

Appui Et Travée	M _U (KN.m)	B (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A _S (cm ²)	A _{MIN} (cm ²)	A _{DOPTE} (cm ²)
1	3.69	12	18	0.0669	0,0866	17.37	0.610	0,26	1T12=1.13
1-2	13.17	65	18	0.0441	0,0563	17.59	2.15	1,413	2T12=2.26
2	9.23	12	18	0.167	0.229	16.35	1.50	0,26	1T12=1.57

2-3	11.88	65	18	0.0398	0.0507	17.63	1.93	1,413	2T12=2.26
3	7.38	12	18	0.133	0.179	16.71	1.26	0,26	1T12=1.57
3-4	12.80	65	18	0.0428	0.0546	17.60	2.08	1,413	2T12=2.26
4	7.38	12	18	0.133	0.179	16.71	1.26	0,26	1T12=1.57
4-5	12.80	65	18	0.0428	0.0546	17.60	2.08	1,413	2T12=2.26
5	7.38	12	18	0.133	0.179	16.71	1.26	0,26	1T12=1.57
5-6	12.80	65	18	0.0428	0.0546	17.60	2.08	1,413	2T12=2.26
6	7.38	12	18	0.133	0.179	16.71	1.26	0,26	1T12=1.57
6-7	11.88	65	18	0.0398	0.0507	17.63	1.93	1,413	2T12=2.26
7	9.23	12	18	0.167	0.229	16.35	1.62	0,26	1T12=1.57
7-8	13.17	65	18	0.0441	0,0563	17.59	2.15	1,413	2T12=2.26
8	3.69	12	18	0.0669	0,0866	17.37	0.610	0,26	1T12=1.13

IV-8-6-Vérification à l'E.L.U :

IV-8-6-1-condition de non fragilité :

➤ **en travée :**

$$A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e= 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 = \mathbf{1,413cm^2}$$

$$\checkmark 2.26cm^2 \geq 1.413 cm^2 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

➤ **sur appui :**

$$A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e=0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1/400 = \mathbf{0,26cm^2}$$

$$\checkmark 1.57cm^2 \geq 0.26 cm^2 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

IV-8-6-2-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 18.04 \text{ KN}$$

❖ fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.04 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,835 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,835 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV-8-6-3-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200/35; 120/10; 12) \text{mm} = 5,71 \text{mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6$ \longrightarrow **1 cadre T6**

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

IV-8-6-4-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40 \text{cm}) = 16,2 \text{cm}$$

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

IV-8-6-5-Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**➤ sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \cdot \frac{16.40}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 10^3} = 1,687 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,687 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \cdot 18.04}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 10^3} = 1.855 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.855 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV-8-7-Vérification à l'E.L.S :

IV-8-7-1-Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

➤ **En travée (7-8) :** $\alpha=0,0563$;

$$\gamma = 13.17/9.81 = 1.342$$

$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1.342 - 1)/2 + 25/100 = 0,421$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0563 \leq 0,421 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Appui de rive :** $\alpha = 0,0863$

$$\gamma = 3.69/2.64 = 1.397$$

$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow (1,397 - 1)/2 + 25/100 = 0,448$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0747 \leq 0,448 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Appui intermédiaire :** $\alpha = 0,229$

$$\gamma = 9.23/6.60 = 1,39$$

$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1,39 - 1)/2 + 25/100 = 0,445$$

$$\alpha = 0,229 < 0,445 \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV-8-7-2-Condition de la flèche :

- $h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.2/4.2 = 0,0476 \geq 1/22.5 = 0,0444 \dots\dots\dots \text{CV}$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20/4.2 = 0,0476 \geq 13.17/15 * 18.47 = 0,0475 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 1.57/12 * 18 = 0,0072 \leq 3.6/400 = 0,009 \dots\dots\dots \text{CV}$

⇒ Donc le calcul de la flèche est inutile

FERRAILLAGE NERVURES(16+4)

NERVURE DE RIVE ET INTRE

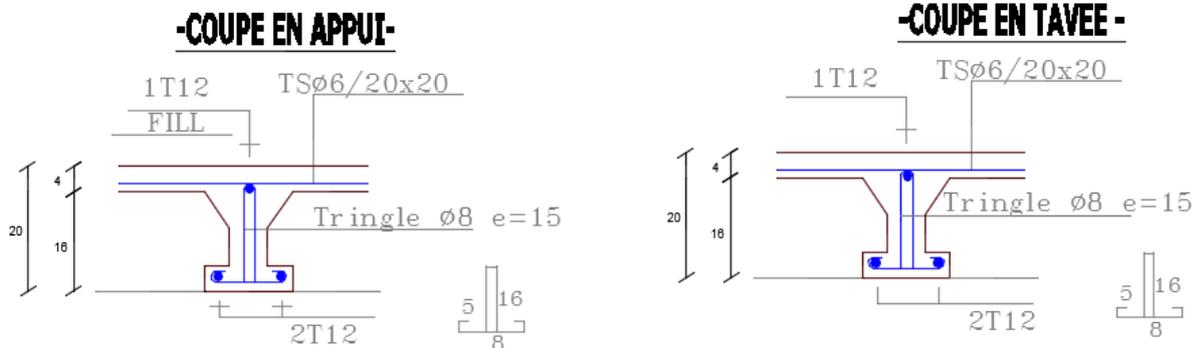
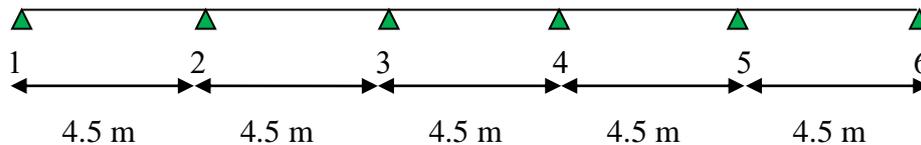


Figure IV.13 : ferrailage nervures de rive et intermédiaire

IV-9-plancher terrasse inaccessible : Type « 01 »



IV-9-1-Calcul du plancher terrasse :

$G=0.588 \text{ t/m}^2$

$Q= 0.10 \text{ t/m}^2$

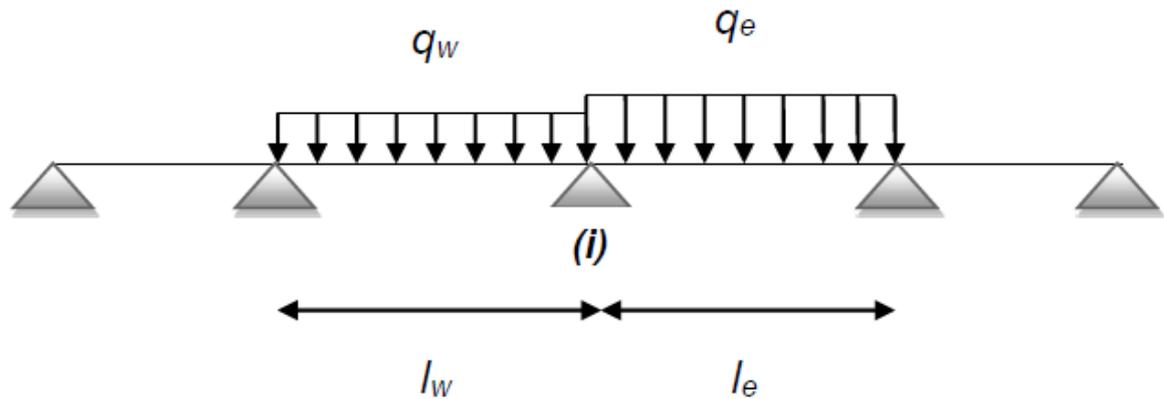
IV-9-1-1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q=0.10\text{t/m}^2 \leq \max (2G, 5) \rightarrow 0.10 \leq \max (2 \times 0.588 ,5)$ condition vérifiée
- section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constantecondition vérifiée
- la fissuration est préjudiciable même avec l'étanchéité condition non vérifiée
- $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ condition condition vérifiée

Donc on utilise la méthode de Caquot.

IV-9-1-2-méthode de Caquot :

❖ **Calcul des moments sur appuis :**



- **Appui de rive :** $M=0.2M_0$ (M_0 moment isostatique de 1 travée de rive)
- **Autres appuis :** $M_i = \frac{q_w * l_w^3 + q_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$

Avec : ($l_w=1$ appui de rive ; $l_e=0.8l$appui intermédiaire)

❖ **Calcul des moments en travées :**

On utilise la relation de RDM $M(x) = -q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} * x$

❖ **Efforts tranchants :**

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

IV-9-1-3-Charges et combinaisons :

$$\begin{cases} G=5.88 \text{ KN/m}^2 \\ Q= 1\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 * 5.88 + 1.5 * 1) * 0.65 = 6.13 \text{ KN/ml}$$

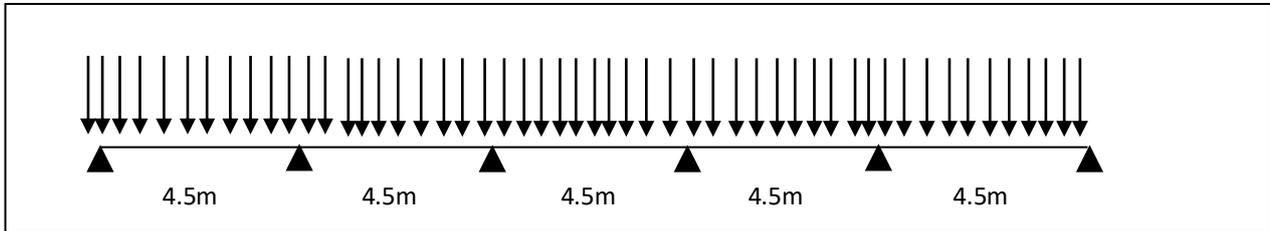
❖ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (5.88 + 1) * 0.65 = 6.88 * 0.65 = 4.47 \text{ KN/ml}$$

IV-9-2-Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELU

Schéma statique de calcul :



IV-9-2-1-Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = -0.2 \frac{q_u \cdot l^2}{8} = -\frac{0.2(6.13) \times (4.5)^2}{8} = -3.10 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{q_w * l^3 w^3 + q_e * l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} = -\frac{6.13 * (4.5)^3 + 6.13 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} = -12.26 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_w * l^3 w^3 + q_e * l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} = -\frac{6.13 * (4.5 * 0.8)^3 + 6.13 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = -9.34 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_w * l^3 w^3 + q_e * l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} = -\frac{6.13 * (4.5 * 0.8)^3 + 6.13 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = -9.34 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_w * l^3 w^3 + q_e * l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} = -\frac{6.13 * (4.5)^3 + 6.13 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} = -12.26 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -0.2 \frac{q_u \cdot l^2}{8} = -\frac{0.2(6.13) \times (4.5)^2}{8} = -3.10 \text{ KN.m}$$

IV-9-2-2-Calcul des moments sur travées :

➤ travée(1-2) = (5-6) : 0 < x < 4.5 :

$$M_w = -3.10 \text{ KNm} ; \quad M_e = -12.26 \text{ KNm}$$

$$M(x) = \frac{6.13 * 4.5}{2} x - \frac{6.13}{2} x^2 - 3.10 + \frac{(-12.26 + 3.10)}{4.5} x$$

$$M(x) = -3.065x^2 + 11.75x - 3.10$$

$$T_x = -6.13x + 11.75$$

$$X=0 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = \rightarrow 11.75 \text{ KN} \\ T(4.5) = \rightarrow -15.83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$X=4.5 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = \rightarrow 11.75 \text{ KN} \\ T(4.5) = \rightarrow -15.83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.13x + 11.75 = 0 \rightarrow x = 1.91 \text{ m}$$

$$M(1.91) = -3.065(1.91)^2 + 11.75(1.91) - 3.10$$

$$\Rightarrow M_{1-2} = M_{5-6} = 8.16 \text{ KN.m}$$

➤ travée (2-3) = (3-4) = (4-5) : $0 < x < 4.5$

$M_w = -12.26 \text{ KN m}$; $M_e = -9.34 \text{ KN m}$

$$M(x) = \frac{6.13 \cdot 4.5}{2} x - \frac{6.13}{2} x^2 - 12.26 + \frac{(-9.34 + 12.26)}{4.5} x$$

$$M(x) = -3.065 x^2 + 14.44 x - 12.26$$

$$T_x = -6.13x + 14.44 \quad \left\{ \begin{array}{l} X=0 \rightarrow T(0) = 14.44 \text{ KN} \\ X=4.5 \rightarrow T(4.5) = -13.14 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.13x + 14.44 = 0 \rightarrow x = 2.35 \text{ m}$$

$$M(2.35) = -3.065(2.35)^2 + 14.44(2.35) - 12.26$$

$M_t = 4.74 \text{ KN.m}$

▪ **Les moments en appuis :**

En appuis	Ma KN .m
1-6	-3.10
2-5	-12.26
3	-9.34
4	-9.34

▪ **Les moments en travées :**

En travées	Mt KN.m
1-2	8.16
2-3	4.74
3-4	4.74
4-5	4.74
5-6	8.16

▪ Efforts tranchants

Travées	L	T(x=0) KN	T(x=L) KN
1-2	4.5	-11.75	-15.83
2-3	4.5	14.44	-13.14
3-4	4.5	14.44	-13.14
4-5	4.5	14.44	-13.14
5-6	4.5	-11.75	-15.83

IV-9-3-Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELS :

$$q_s = 4.47 \text{ KN/ml}$$

IV-9-3-1-Calcul des moments sur appuis

$$M_1 = -0.2 \frac{q_u l^2}{8} = - \frac{0.2(4.47) \times (4.5)^2}{8} = -2.26 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - \frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{4.47 * (4.5)^3 + 4.47 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} = -8.94 \text{ KN .m}$$

$$M_3 = - \frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{4.47 * (4.5 * 0.8)^3 + 4.47 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = - 6.81 \text{ KN m}$$

$$M_4 = - \frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{4.47 * (4.5 * 0.8)^3 + 4.47 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5 * 0.8)} = - 6.81 \text{ KN m}$$

$$M_5 = - \frac{q_w * l w^3 + q_e * l e^3}{8.5(l w + l e)} = - \frac{4.47 * (4.5)^3 + 4.47 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} = - 8.94 \text{ KN .m}$$

$$M_6 = -0.2 \frac{q_u l^2}{8} = \frac{-0.2(4.47) \times (4.5)^2}{8} = -2.26 \text{ KN.m}$$

IV-9-3-2-Calcul des moments sur travées :

➤ **travée(1-2) = (5-6) : $0 < x < 4.5$:**

$M_w = -2.26 \text{ KNm}$; $M_e = -8.94 \text{ KNm}$

$$M(x) = \frac{4.47 \cdot 4.5}{2} x - \frac{4.47}{2} x^2 - 2.26 + \frac{(-8.94 + 2.26)}{4.5} x$$

$$M(x) = -2.235x^2 + 8.57x - 2.26$$

$$T_x = -4.47x + 8.57$$

$$\begin{cases} X=0 & T(0) = \rightarrow 8.57 \text{ KN} \\ X=4.5 & T(4.5) = \rightarrow -11.36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -4.47x + 8.57 = 0 \rightarrow x = 1.91 \text{ m}$$

$$M(1.91) = -2.235(1.91)^2 + 8.57(1.91) - 2.26$$

$$\Rightarrow M_{1-2} = M_{5-6} = 5.95 \text{ KN.m}$$

➤ **travée (2-3) = (3-4) = (4-5) : $0 < x < 4.5$**

$M_w = -8.94 \text{ KN m}$; $M_e = -6.81 \text{ KN m}$

$$M(x) = \frac{4.47 \cdot 4.5}{2} x - \frac{4.47}{2} x^2 - 8.94 + \frac{(-6.81 + 8.94)}{4.5} x$$

$$M(x) = -2.235x^2 + 10.53x - 8.940$$

$$T_x = -4.47x + 10.53 \begin{cases} X=0 \rightarrow T(0) = 10.53 \text{ KN} \\ X=4.5 \rightarrow T(4.5) = -9.58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -4.47x + 10.53 = 0 \rightarrow x = 2.35 \text{ m}$$

$$M(2.35) = -2.235(2.35)^2 + 10.53(2.35) - 8.94$$

$$M_t = 3.46 \text{ KN.m}$$

▪ Les moments en appuis :

En appuis	Ma KN.m
1-6	-2.26
2-5	- 8.94
3	-6.81
4	-6.81

▪ Les moments en travées :

En travées	Mt KN.m
1-2	5.95
2-3	3.46
3-4	3.46
4-5	3.46
5-6	5.95

▪ Efforts tranchants :

Travées	L	T(x=0) KN	T(x=L) KN
1-2	4.5	8.57	-11.36
2-3	4.5	10.53	-9.58
3-4	4.5	10.53	-9.58
4-5	4.5	10.53	-9.58
5-6	4.5	8.57	-11.36

IV-9-4-Diagrammes des moments et efforts tranchants :

➤ ELU :

3.10KN.m 12.26 KN.m 9.34 KN.m 9.34 KN.m 12.26 KN.m 3.10KN.m

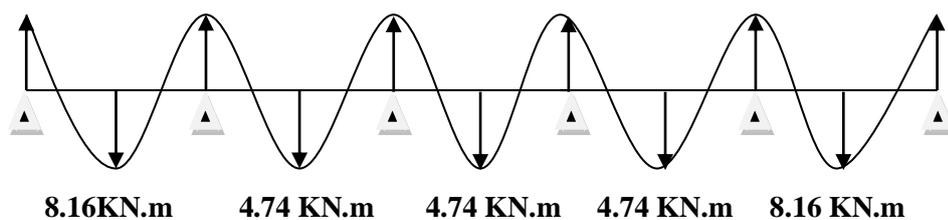


Diagramme des moments à L'.ELU

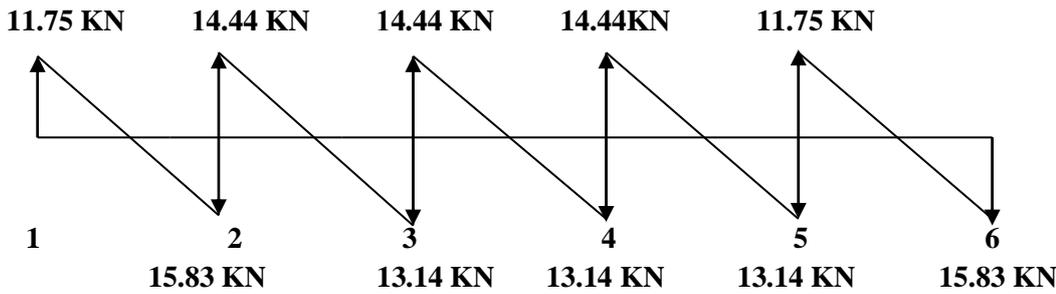


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

❖ ELS :

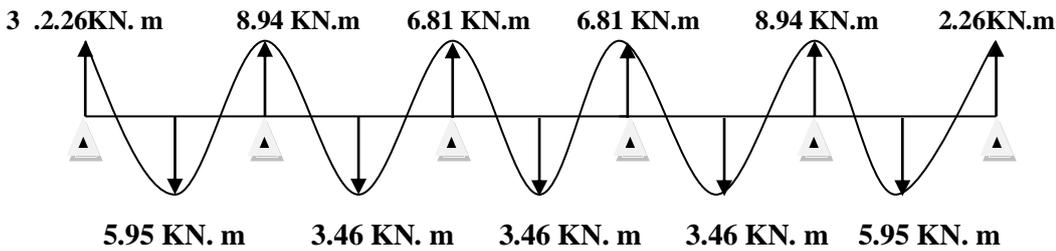


Diagramme des moments à L'.ELS

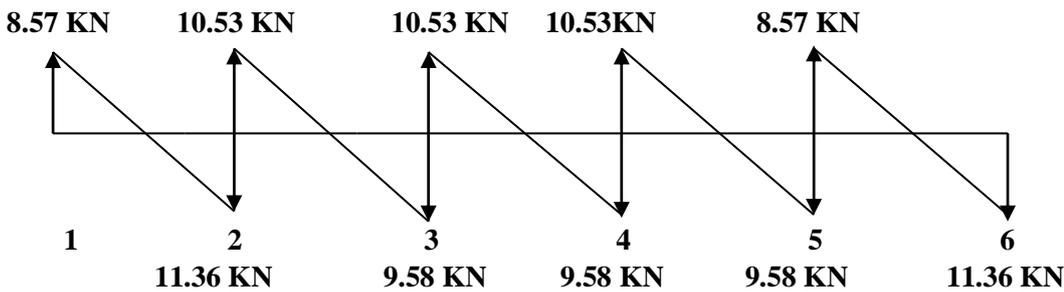


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELS

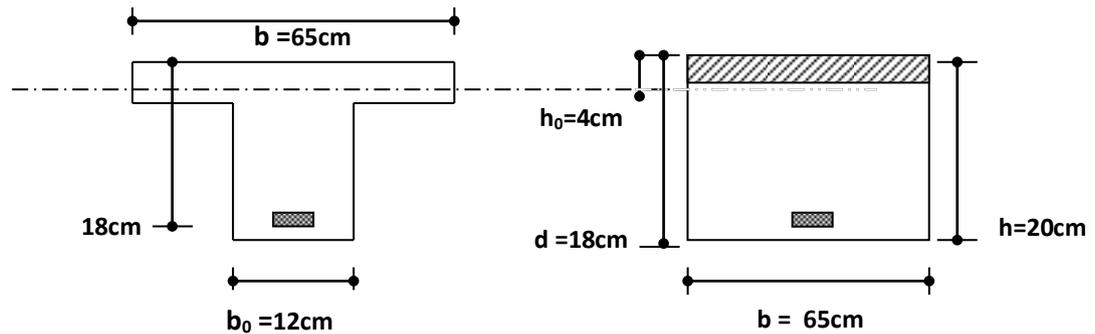
IV-9-5-Détermination des armatures :

❖ le moment de la table de compression :

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

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^{-3} = 58,947 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

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

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

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats dans le tableau :

Appui Et Travée	M _U KN.m	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A _S (cm ²)	A _{MIN} (cm ²)	A _{ADOPTÉ} (cm ²)
1	3.10	12	18	0.0562	0,0724	17.47	0.509	0,26	1T12=1.57
1-2	8.16	65	18	0.0273	0,0346	17.75	1.320	1,413	2T12=2.26
2	12.26	12	18	0.222	0.318	15.71	2.243	0,26	2T12=2.26
2-3	4.74	65	18	0.0158	0.0200	17.85	0.762	1,413	2T12=2.26
3	9.34	12	18	0.169	0.233	16.32	1.644	0,26	2T12=2.26

3-4	4.74	65	18	0.0158	0.0200	17.85	0.762	1,413	2T12=2.26
4	9.34	12	18	0.169	0.233	16.32	1.644	0,26	2T12=2.26
4-5	4.74	65	18	0.0158	0.0200	17.85	0.762	1,413	2T12=2.26
5	12.26	12	18	0.222	0.318	15.71	2.243	0,26	2T12=2.26
5-6	8.16	65	18	0.0273	0,0346	17.75	1.320	1,413	2T12=2.26
6	3.10	12	18	0.0562	0,0724	17.47	0.509	0,26	1T12=1.57

IV-9-6-Vérification à l'E.L.U :

IV-9-6-1-condition de non fragilité :

➤ en travée :

$$A_{\min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = \mathbf{1,413 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{2.26 \text{ cm}^2 \geq 1.413 \text{ cm}^2}$$

➤ sur appui :

$$A_{\min}=0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = \mathbf{0,26 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.26 \text{ cm}^2}$$

IV-9-6-2-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$\mathbf{T_{u\max}=15.83 \text{ KN}}$$

❖ fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{nf_t}) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{15.83 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0,732 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,732 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 201.63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV-9-6-3-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200/35; 120/10; 12) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre ϕ_6 \longrightarrow **1 cadre T6**

$$\Rightarrow \mathbf{A_t = 2 T 6 = 0.56 \text{ cm}^2}$$

IV-9-6-4-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

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

IV-9-6-5-Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

➤ sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 * \frac{3.10}{0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 0.318\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.318\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Appui intermediaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 * 12.26}{0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.261\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.261\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV-9-7-Vérification à l'E.L.S :**IV-9-7-1-Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

➤ En travée (1-2) : $\alpha=0,0346 ;$

$$\gamma = 8.16/5.95 = 1,371$$

$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = (1.371 - 1)/2 + 25/100 = 0,435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0346 \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Appui de rive : $\alpha = 0,0724$

$$\gamma = 3.10/2.26 = 1,371$$

$$(\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow (1,371 - 1)/2 + 25/100 = 0,435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0724 < 0,435 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Appui intermédiaire : $\alpha = 0,338$

$$\gamma = 12.26/8.94 = 1,371$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100 = (1,371-1)/2+25/100=0,435$$

$$\alpha=0,318 < 0,435 \dots\dots\dots CV$$

IV-9-7-2-Condition de la flèche :

$$\checkmark \quad h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.2 / 4.2 = 0,0476 \geq 1 / 22.5 = 0,044 \dots\dots\dots CV$$

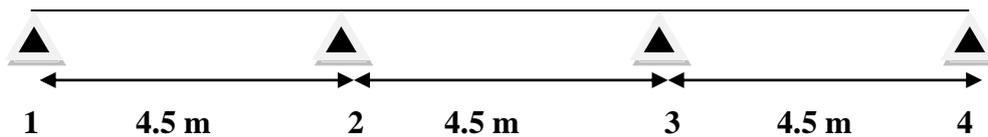
$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20 / 4.2 = 0,0476 \geq 8.16 / 15 \times 15.51 = 0,0350 \dots\dots\dots CV$$

V

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 1.57 / 12 \times 18 = 0,0072 \leq 3.6 / 400 = 0,009 \dots\dots\dots CV$$

⇒ **Donc le calcul de la flèche est inutile**

IV-10-plancher terrasse inaccessible «Type 02 » :



IV-10-1-Calcul du plancher terrasse :

$$G=0.588 \text{ t/m}^2$$

$$Q= 0.10 \text{ t/m}^2$$

IV-10-1-1-Charges et combinaisons :

$$G=5.88 \text{ KN/m}^2$$

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

❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.13 \text{ KN/ml}$$

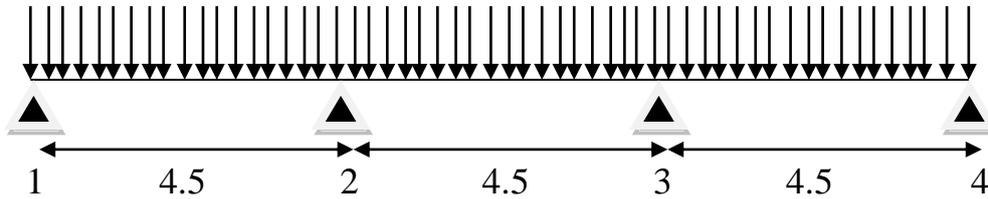
❖ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (5.88 + 1) \times 0.65 = 6.88 \times 0.65 = 4.47 \text{ KN/ml}$$

IV-10-2-Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELU

❖ Schéma statique de calcul :



IV-10-2-1-Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = -0.2 \frac{q_u l^2}{8} = \frac{-0.2(6.13) \times (4.5)^2}{8} = -3.10 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{q_w * l^3 w^3 + q_e * l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} * 0.7 = -\frac{6.13 * (4.5)^3 + 6.13 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} * 0.7 = -8.58 \text{KN .m}$$

$$M_3 = -\frac{q_w * l^3 w^3 + q_e * l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} * 0.7 = -\frac{6.13 * (4.5 * 0.8)^3 + 6.13 * (4.5)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5)} * 0.7 = -8.58 \text{KN m}$$

$$M_4 = -0.2 \frac{q_u l^2}{8} = \frac{-0.2(6.13) \times (4.5)^2}{8} = -3.10 \text{KN.m}$$

IV-10-2-2-Calcul des moments sur travées :

➤ travée(1-2) = (3-4) : 0 < x < 4.5 :

$M_w = -3.10 \text{KNm}$; $M_e = -8.58 \text{KNm}$

$$M(x) = \frac{6.13 * 4.5}{2} x - \frac{6.13}{2} x^2 - 3.10 + \frac{(-8.58 + 3.10)}{4.5} x$$

$$M(x) = -3.065x^2 + 12.57x - 3.10$$

$$T_x = -6.13x + 12.57$$

$$X=0 \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = \rightarrow 12.57 \text{ KN} \\ T(4.5) = \rightarrow -15.01 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.13x + 12.57 = 0 \rightarrow x = 2.05 \text{ m}$$

$$M(2.05) = -3.065(2.05)^2 + 12.57(2.05) - 3.10$$

$$\Rightarrow M_{1-2} = M_{3-4} = 9.78 \text{ KN.m}$$

➤ travée (2-3) : 0 < x < 4.5

$$M_w = -8.58 \text{ KN m} ; M_e = -8.58 \text{ KN m}$$

$$M(x) = \frac{6.13 \cdot 4.5}{2} x - \frac{6.13}{2} x^2 - 8.58 + \frac{(-8.58 + 8.58)}{4.5} x$$

$$M(x) = -3.065 x^2 + 13.79 x - 8.58$$

$$T_x = -6.13x + 13.79 \quad \left\{ \begin{array}{l} X=0 \rightarrow T(0) = 13.79 \text{ KN} \\ X=4 \rightarrow T(4.5) = -13.79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -6.13x + 13.79 = 0 \rightarrow x = 2.24 \text{ m}$$

$$M(2.24) = -3.065(2.24)^2 + 13.79(2.24) - 8.58$$

$$M_t = 6.93 \text{ KN.m}$$

▪ **Les moments en appuis :**

En appuis	Ma KN .m
1	-3.10
2	-8.58
3	-8.58
4	-3.10

▪ **Les moments en travées :**

En travées	Mt KN.m
1-2	9.78
2-3	6.93
3-4	9.78

▪ **Efforts tranchants**

Travées	L	T(x=0) KN	T(x=L) KN
1-2	4.5	12.57	-15.01
2-3	4.5	13.79	-13.79
3-4	4.5	12.57	-15.01

IV-10-3-Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles a l'ELS :

$$q_s = 4.47 \text{ KN/ml}$$

IV-10-3-1-Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = -0.2 \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{-0.2(4.47) \times (4.5)^2}{8} = -2.26 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -\frac{q_w \cdot l^3 w^3 + q_e \cdot l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} * 0.7 = -\frac{4.47 * (4.5)^3 + 4.47 * (4.5 * 0.8)^3}{8.5(4.5 + 4.5 * 0.8)} * 0.7 = -6.26 \text{ KN .m}$$

$$M_3 = -\frac{q_w \cdot l^3 w^3 + q_e \cdot l^3 e^3}{8.5(l w + l e)} * 0.7 = -\frac{4.47 * (4.5 * 0.8)^3 + 4.47 * (4.5)^3}{8.5(4.5 * 0.8 + 4.5)} * 0.7 = -6.26 \text{ KN m}$$

$$M_4 = -0.2 \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{-0.2(4.47) \times (4.5)^2}{8} = -2.26 \text{ KN.m}$$

IV-10-3-2-Calcul des moments sur travées :

➤ travée(1-2) = (3-4) : 0 < x < 4.5 :

$$M_w = -2.26 \text{ KNm} ; M_e = -6.26 \text{ KNm}$$

$$M(x) = \frac{4.47 \cdot 4.5}{2} x - \frac{4.47}{2} x^2 - 2.26 + \frac{(-6.26 + 2.26)}{4.5} x$$

$$M(x) = -2.235x^2 + 9.16x - 2.26$$

$$T_x = -4.47x + 9.16$$

$$\begin{cases} X=0 & T(0) = \rightarrow 9.16 \text{ KN} \\ X=4.5 & T(4.5) = \rightarrow -10.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -4.47x + 9.16 = 0 \rightarrow x = 2.05 \text{ m}$$

$$M(2.05) = -2.235(2.05)^2 + 9.16(2.05) - 2.26$$

$$\Rightarrow M_{1-2} = M_{3-4} = 7.12 \text{ KN.m}$$

➤ travée (2-3) : 0 < x < 4.5

$$M_w = -6.26 \text{ KN m} ; M_e = -6.26 \text{ KN m}$$

$$M(x) = \frac{4.47 \cdot 4.5}{2} x - \frac{4.47}{2} x^2 - 6.26 + \frac{(-6.26 + 6.26)}{4.5} x$$

$$M(x) = -2.235x^2 + 10.05x - 6.26$$

$$T_x = -4.47x + 10.05 \quad \left\{ \begin{array}{l} X=0 \rightarrow T(0) = 10.05 \text{ KN} \\ X=4.5 \rightarrow T(4.5) = -10.05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -4.47x + 10.05 = 0 \rightarrow x = 2.24 \text{ m}$$

$$M(2.24) = -2.235(2.24)^2 + 10.05(2.24) - 6.26$$

$$M_t = 5.03 \text{ KN.m}$$

▪ **Les moments en appuis :**

En appuis	Ma KN.m
1	-2.26
2	-6.26
3	-6.26
4	-2.26

▪ **Les moments en travées :**

En travées	Mt KN.m
1-2	7.12
2-3	5.03
3-4	7.12

▪ **Efforts tranchants :**

Travées	L	T(x=0) KN	T(x=L) KN
1-2	4.5	9.16	-10.95
2-3	4.5	10.05	-10.05
3-4	4.5	9.16	-10.95

IV-10-4-Diagrammes des moments et efforts tranchants :

❖ **ELU :**

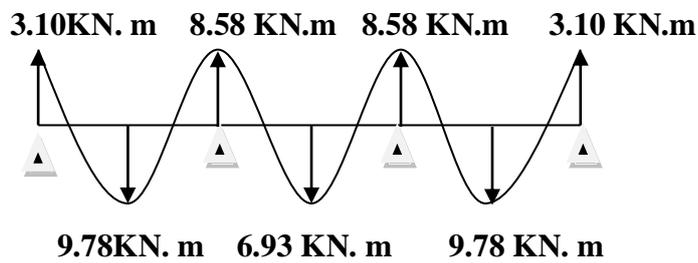


Diagramme des moments à L'.ELU

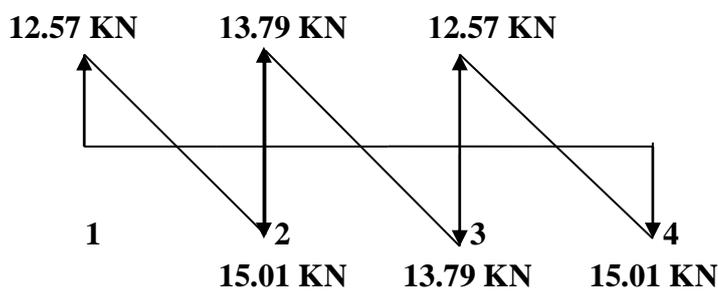


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

❖ **ELS :**

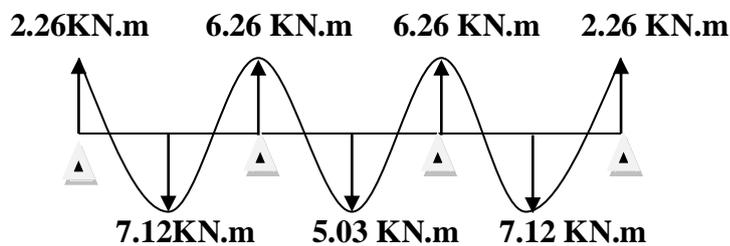


Diagramme des moments à L'.ELS

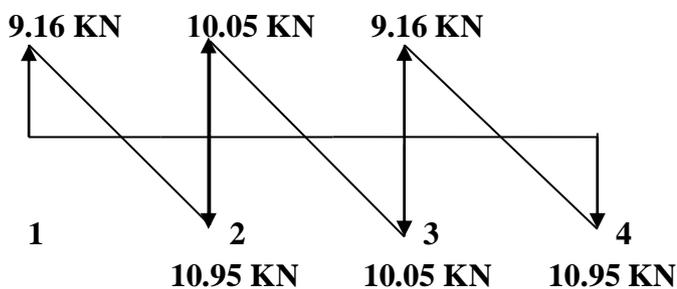


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELS

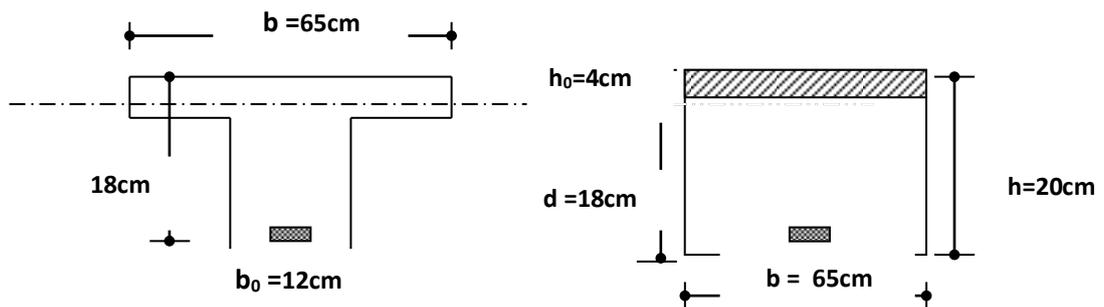
IV-10-5- Détermination des armatures :

❖ le moment de la table de compression :

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

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - 0,02) \cdot 10^{-3} = \mathbf{58,947 \text{ KN.m}}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$



Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

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

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

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

▪ Les résultats dans le tableau :

Appui Et Travée	M _U KN.m	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A _S (cm ²)	A _{MIN} (cm ²)	A _{DOPTE} (cm ²)
1	3.10	12	18	0.0562	0,0724	17.47	0.509	0,26	1T12=1.57

1-2	9.78	65	18	0.0327	0,0416	17.70	1.587	1,413	2T12=2.26
2	8.58	12	18	0.155	0.212	16.47	1.497	0,26	2T12=2.26
2-3	6.93	65	18	0.0232	0.0293	17.78	1.119	1,413	2T12=2.26
3	8.58	12	18	0.155	0.212	16.47	1.497	0,26	2T12=2.26
3-4	9.78	65	18	0.0327	0,0416	17.70	1.587	1,413	2T12=2.26
4	3.10	12	18	0.0562	0,0724	17.47	0.509	0,26	1T12=1.57

IV-10-6-Vérification à l'E.L.U :

IV-10-6-1-condition de non fragilité :

➤ en travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$2.26 \text{ cm}^2 \geq 1.413 \text{ cm}^2$$

➤ sur appui :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$2.26 \text{ cm}^2 \geq 0.26 \text{ cm}^2$$

IV-10-6-2-Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 1.501 \text{ KN}$$

❖ fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(2/3 f_e; 110 \text{ racine}(f_t)) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = \frac{15.01 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,694 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,694 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV-10-6-3-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200/35; 120/10; 12) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8$ \longrightarrow 1 cadre T8

$$\Rightarrow A_t = 1T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

IV-10-6-4-Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min(0, 9.d; 40\text{cm}) = \min(0, 9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

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

IV-10-6-5-Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:

➤ sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 * \frac{15.01}{0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 1.54\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.54\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 * 8.58}{0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 1000} = 0.88\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.88\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV-10-7-Vérification à l'E.L.S :

❖ Exemple (1) : appuis de Rive :

$$M_s = 2.26 \text{ KN.m}, A_s = 1.57 \text{ cm}^2, b = 65 \text{ cm}, d = 18\text{cm}, c = 2\text{cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$bx^2/2 + 15 A_s (d-x) = 32.5 x^2 - 15 (1.57)(18-x) = 0$$

$$\implies 32.5 x^2 + 23.55 x - 423.9 = 0$$

$$\Delta = 55661.6 \implies \sqrt{\Delta} = 235.92$$

$$\Rightarrow x = 3.267 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie:

$$I = bx^3/3 + 15 A_s (d-x)^2 = 5867.29 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul et vérification des contraintes :

➤ Béton :

$$\sigma_b = M_s \cdot x / I \leq \bar{\sigma}_b = 2.26 * (3.267) * 10^2 / 5867.29 = 0.125 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_b < 0.60 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad 0.125 < 1.5 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s = 15(2.26)10^2(18-3.267)/5867.29 = 8.512 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 8.512 \text{ KN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \Rightarrow 8.512 < 20 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

❖ **Exemple 2 : appuis d'Intermédiaire :**

$$M_s = 626 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Axe neutre :**

$$32.5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283.68$$

$$X = 3.84 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = 1226.84 + 6797.14 \quad \Rightarrow \quad I = 8024 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

➤ **Béton :**

$$\sigma_b = M_s \cdot x / I = 0.29 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_b < 0.60 f_{t28} \quad \Rightarrow \quad 0.29 \text{ kn/cm}^2 < 1.5 \text{ kn/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s = 20 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 16.57 \text{ KN/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \Rightarrow 16.57 \text{ KN/cm}^2 < 20 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

❖ **Exemple 3 : Travée de Rive :**

$$M_s = 7.12 \text{ kn} \cdot \text{m} ; b = 65 \text{ cm} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Axe neutre :**

$$X = 3.84 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie:**

$$I = 1226.84 + 6797.14 \quad \Rightarrow \quad I = 8024 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes:

➤ **Béton :**

$$\sigma_b = M_s \cdot x / I = 0.34 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_b < 0.60 f_{t28} \implies 0.34 \text{ KN/cm}^2 < 1.5 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifié.

➤ **Acier :**

$\bar{\sigma}_s = 15 M_s \cdot (d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s = 18.84 \text{ kn/cm}^2$

$\bar{\sigma}_s = 18.84 \text{ kn/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \implies 18.84 < 20 \text{ kn/cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifié.

❖ **Exemple 4: Travée d'Intermédiaire :**

$M_s = 5.03 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ **Axe neutre :**

$X = 3.84 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie:**

$I = 8024 \text{ cm}^4$

Vérification contraintes :

➤ **Béton :**

$\bar{\sigma}_b = M_s \cdot x / I = 0.24 \text{ KN/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < 0.60 f_{t28} \implies 0.24 \text{ KN/cm}^2 < 1.5 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifié.

➤ **Acier :**

$\bar{\sigma}_s = 15 M_s \cdot (d-x) / I \leq \bar{\sigma}_s = 20 \text{ KN/cm}^2$

$\bar{\sigma}_s = 13.31 < \bar{\sigma}_s \implies 13.31 \text{ KN/cm}^2 < 20 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifié

FERRAILLAGE NERVURES(16+4)

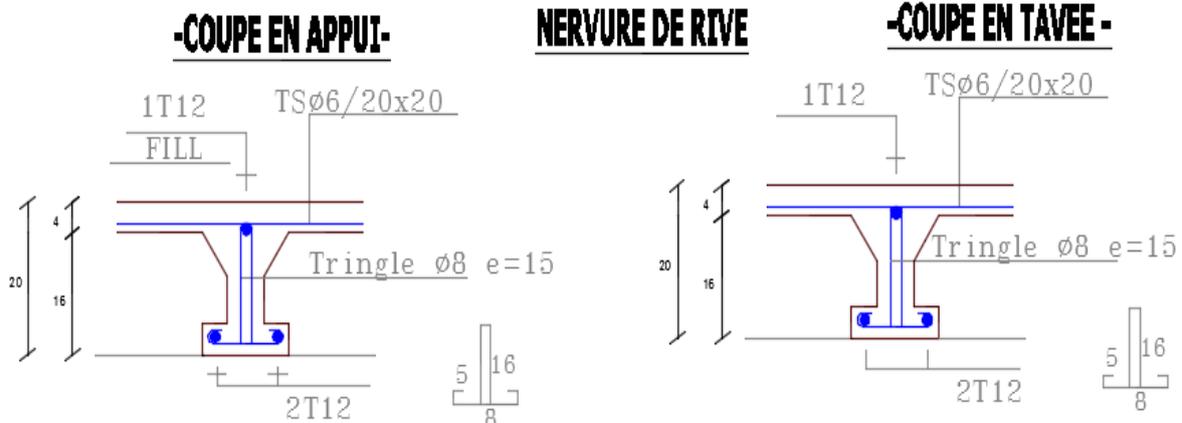


Figure IV.13 : ferrailage nervures de rive

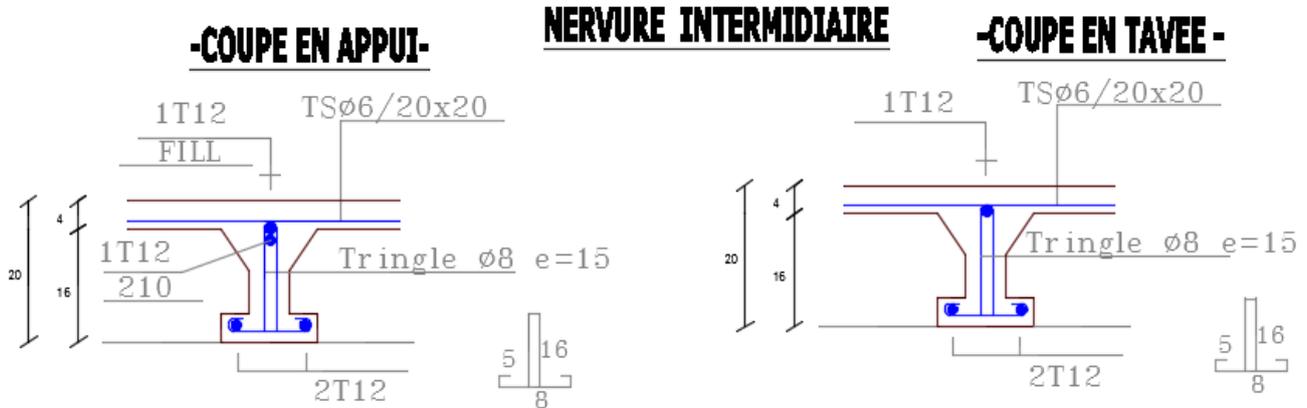
FERRAILLAGE NERVURES(16+4)

Figure IV.14 : ferrailage nervures intermédiaire

IV-11-Planchers à dalle pleine**IV-11-1-Calcul du plancher RDC :****IV-11-1-1-Introduction :**

Les dalles sont des éléments de construction généralement rectangulaires dont une dimension est plus petite par rapport aux autres les dalles sont des plaques dont :

L_x : désigne la petite portée

L_y : désigne la grand porté

h : épaisseur de la dalle

IV-11-1-2-Epaisseur de la dalle :

$$L_x = 4.10 \text{ m} ; \quad L_y = 4.40 \Rightarrow L_x < L_y$$

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \rightarrow 8.2 \leq e \leq 11 ; e (8 \div 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{On adopte: } e = 12\text{cm.}$$

IV-11-1-3-Evaluation des Charge :

$$G = 5.74 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \quad Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(5.74) + 1.5(2.5)$$

$$q_u = 11.49 \text{ kn/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 5.74 + 2.5$$

$$q_s = 8.24 \text{ kn/m}^2$$

IV-11-1-4-Calcul des Moments fléchissant:

Pour le calcul on choisit les panneaux les plus sollicités :

❖ **Panneau :**➤ **ELU:**

$L_x/L_y = 410/440 = 0.93 \Rightarrow 0.4 < \rho = L_x/L_y < 1$ dalle portante dans les deux sens.

$$\mu_x = 0.0428$$

$$\mu_y = 0.8450$$

Calcul des moments d'après BAEL91 :

La dalle porte suivant les deux sens, les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

• **Moment isostatique :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.0428 \times 11.49 \times (4.10)^2 = 8.266 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.8450 \times 8.266 = 6.984 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x:**

$$M_t = 0.75 M_{ox} = 0.75 \times 8.266 = 6.199 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_{ox} = -0.5 \times 8.266 = -4.133 \text{ KN} \longrightarrow \text{appui intermédiaire}$$

➤ **Sens y:**

$$M_t = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 6.984 = 5.238 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_{oy} = -0.5 \times 6.984 = -3.492 \longrightarrow \text{appui intermédiaire}$$

• **Effort Tranchant :**

$$T_x = q_u l_x / 2 + \rho = 11.49 \times 4.10 / 2 + 0.93 = 16.07 \text{ KN}$$

$$T_y = q_u l_x / 3 = 11.49 \times 4.10 / 3 = 15.703 \text{ KN}$$

➤ **ELS :**

$q_s = 8.24 \text{ KN.m}^2$

$L_x/L_y = 410/440 = 0.93 \Rightarrow 0.4 < \rho = L_x/L_y < 1$ dalle portante dans les deux sens.

$\mu_x = 0.0500$

$\mu_y = 0.8939$

• **Moment isostatique :**

$M_{ox} = \mu_x .q_s .(l_x)^2 = 0.0500 \times 8.24 \times (4.10)^2 = 6.925 \text{ KN.m}$

$M_{oy} = \mu_y .M_{ox} = 0.8939 \times 6.925 = 6.190 \text{ KN.m}$

➤ **Sens x :**

$M_t = 0.75 M_{ox} = 0.75 \times 6.925 = 5.193 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 M_{ox} = -0.5 \times 6.925 = -3.462 \text{ KN.m} \longrightarrow$ appui intermédiaire

➤ **Sens y :**

$M_t = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 6.190 = 4.642 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 M_{oy} = -0.5 \times 6.190 = -3.095 \text{ KN.m} \longrightarrow$ appui intermédiaire

• **Effort Tranchant :**

$T_x = q_s l_x / 2 + \rho = 8.24 * 4.10 / 2 + 0.93 = 11.53 \text{ KN}$

$T_y = q_s l_x / 3 = 8.24 * 4.10 / 3 = 11.26 \text{ KN}$

Panneau :

Moment	ELU		ELS	
	X	Y	X	Y
M_0	8.266	6.984	6.925	6.190
M_t	6.199	5.238	5.193	4.642
M_{aint}	-4.133	-3.492	-3.462	-3.095
T	16.07	15.703	11.53	11.26

IV-11-2-/Ferrailage du Plancher RDC (Dalle Pleine):**❖ Panneaux:****➤ ELU:****• Travée:****Sens-x:**

$$M_{tx} = 6.199 \text{ KN.m} \quad b = 100 \text{ cm.} \quad d = 10 \text{ cm.} \quad h = 12 \text{ cm.}$$

$$\mu = M_{tx}/b*d^2*f_{bc} = 6.199/100*10^2*14.17*10^{-3}$$

$$\mu = 0,0436 \quad \mu < \mu_R \quad A_{s'} = 0$$

D'après le tableau:

$$\alpha = 0,0558$$

$$\beta = 0,977$$

$$A_s = M_{tx}/\beta * d * f_e = 6.199*10^4/0,9669*10*3480 \quad A_s = 1.82 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA12 ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$).

- Condition de non fragilité:

$$A_s \geq b*d*0,23*f_{t28}/f_e = 0,23*100*10*2,1/400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Espacement:

$$S_t = 100/(n-1) = 100/5 \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

Sens-y:

$$M_{ty} = 5.238 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{ty}/b*d^2*f_{bc} = 5.238/100*10^2*14.17*10^{-3}$$

$$\mu = 0,0368$$

D'après le tableau:

$$\alpha = 0,0469$$

$$\beta = 0,9812$$

$$A_s = M_{ty}/\beta * d * f_e = 5.238*10^4/0,9812*10*3480 \quad A_s = 1.53 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 ($A_s = 4,71 \text{ cm}^2$)

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 2,1 / 400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Espacement:**

$$St = 100 / (n-1) = 100 / 5 \quad St = 20 \text{ cm.}$$

• **En Appui:****Sens-x:**

$$M_{ax} = 4,133 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{tx} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 4,133 / 100 \cdot 10^2 \cdot 14,17 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 0,0291$$

$$\mu < \mu_r \quad A_{s'} = 0$$

D'après le tableau:

$$\alpha = 0,0369$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_s = M_{ax} / \beta \cdot d \cdot f_e = 4,133 \cdot 10^4 / 0,985 \cdot 10 \cdot 3480$$

$$A_s = 1,20 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12 ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$).- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 2,1 / 400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Espacement:**

$$St = 100 / (n-1) = 100 / 5 \quad St = 20 \text{ cm.}$$

Sens-y:

$$M_{ay} = 3,492 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{ty} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 3,492 / 100 \cdot 10^2 \cdot 14,17 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 0,0245 \quad \mu < \mu_r \quad A_{s'} = 0$$

D'après le tableau:

$$\alpha = 0,0311$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_s = M_{ay} / \beta * d * f_e = 3.492 * 10^4 / 0,987 * 10 * 3480 \quad A_s = 1.01 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA10 ($A_s = 4,71 \text{ cm}^2$)

- **Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq b * d * 0,23 * f_{t28} / f_e = 0,23 * 100 * 10 * 2,1 / 400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Espacement:**

$$S_t = 100 / (n-1) = 100 / 5 \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

IV-11-3-Vérification à l'ELS:

• **En Travée:**

Sens- x :

$$M_s = 5.193 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$b x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A_s * d) = 0 \quad A_s' = 0$$

$$b * x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$100 * x^2 / 2 + 15 * 6.79 * x - 15 * 6.79 * 10 = 0$$

$$50x^2 + 101,85 x - 1018,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 462,66$$

$$X_1 = -11,203 \text{ cm}$$

$$X_2 = 9,16 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'Inertie :**

$$I = bx^3 / 3 + 15A_s(d - x)^2$$

$$I = 25691,04 \text{ cm}^4$$

IV-11-3-1-Calcul et Vérification des Contraintes :**➤ Contrainte dans le Béton :**

$$\sigma_b = M_{ts} * x / I \leq \sigma_b' = 0.6 * f_{t28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 5.19 * 10^4 * 9.16 / 25691.04 = 18.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 18.31 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_b' = 0.6 * f_{t28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 * M_s (d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 5.19 * 10^4 * (10 - 9.16) / 25691.04 = 25.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 25.18 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

Sens-y:

$$M_s = 4.642 \text{ KN.m}$$

➤ Position de l'axe neutre:

$$b * x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A_s * d) = 0 \quad A_s' = 0$$

$$b * x^2 / 2 + 15A_s * x - 15A_s * d = 0$$

$$100 * x^2 / 2 + 15 * 4.71 * x - 15 * 4.71 * 10 = 0$$

$$50x^2 + 70,65x - 706,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 462,66$$

$$X_1 = -4,53 \text{ cm}$$

$$X_2 = 3,11 \text{ cm}$$

➤ Moment d'Inertie :

$$I = b * x^3 / 3 + 15A_s(d - x)^2$$

$$I = 4356,57 \text{ cm}^4$$

IV-11-3-2-Calcul et Vérification des Contraintes :**➤ Contrainte dans le Béton :**

$$\sigma_b = Mts \cdot x / I \leq \sigma_b' = 0.6 \cdot f_{t28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 4.64 \cdot 10^4 \cdot 3.11 / 4356.57 = 33.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 33.12 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_b' = 0.6 \cdot f_{t28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot Ms(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 4.64 \cdot 10^4 (10 - 3.11) / 4356.57 = 1100.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1100.73 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

• En Appui:**Sens-x:**

Ms = 3.46 KN.m

➤ Position de l'axe neutre:

$$b \cdot x^2 / 2 + 15(As + As')x - 15(As'c' + As \cdot d) = 0 \quad As' = 0$$

$$b \cdot x^2 / 2 + 15As \cdot x - 15As \cdot d = 0$$

$$100x^2 / 2 + 15 \cdot 6.79 \cdot x - 15 \cdot 6.79 \cdot 10 = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1018,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 462,66$$

X1 = -11,203 cm

X2 = 9,16cm

➤ Moment d'Inertie :

$$I = bx^3 / 3 + 15As(d - x)^2$$

$$I = 25691,04 \text{ cm}^4$$

IV-11-3-3-Calcul et Vérification des Contraintes :**➤ Contrainte dans le Béton :**

$$\sigma_b = Mts \cdot x / I \leq \sigma_b' = 0.6 \cdot f_{t28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 3.46 \cdot 10^4 \cdot 9.16 / 25691.04 = 12.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 12.20 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_b' = 0.6 \cdot f_{t28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot M_s(d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 3.46 \cdot 10^4 \cdot (10 - 9.16) / 25961.04 = 16.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 16.79 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

Sens-y:

$$M_s = 3.09 \text{ KN.m}$$

➤ Position de l'axe neutre:

$$b \cdot x^2 / 2 + 15(A_s + A_s')x - 15(A_s'c' + A_s \cdot d) = 0 \quad A_s' = 0$$

$$b \cdot x^2 / 2 + 15A_s \cdot x - 15A_s \cdot d = 0$$

$$100 \cdot x^2 / 2 + 15 \cdot 4.71 \cdot x - 15 \cdot 4.71 \cdot 10 = 0$$

$$50x^2 + 70,65x - 706,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 462,66$$

$$X_1 = -4,53 \text{ cm}$$

$$X_2 = 3,11 \text{ cm}$$

➤ Moment d'Inertie :

$$I = bx^3 / 3 + 15A_s(d-x)^2$$

$$I = 4356,57 \text{ cm}^4$$

IV-11-3-4-Calcul et Vérification des Contraintes :**➤ Contrainte dans le Béton :**

$$\sigma_b = M_{as} * x / I \leq \sigma_b' = 0.6 * f_{t28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 3.09 * 10^4 * 3.11 / 4356.57 = 22.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 22.05 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_b' = 0.6 * f_{t28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 * M_s (d-x) / I \leq \sigma_s'$$

$$\sigma_s = 15 * 3.09 * 10^4 (10 - 3.11) / 4356.57 = 733.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration Préjudiciable : } \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 733.03 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

Les trois conditions sont vérifiées Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

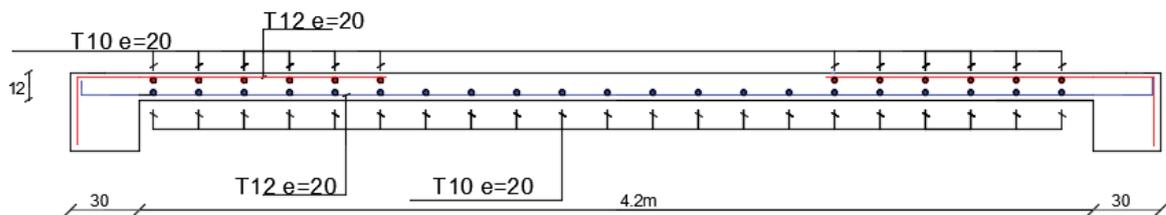


Figure IV.15 Schéma de Ferrailage dalle pleine RDC(e= 12)

IV-12-ETUDE DE LA DALLE MACHINE:**IV-12-1-Définition de l'Ascenseur:**

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieure à 15° . La classe de l'ascenseur est définie selon **DTU-75 1 type1**.

Classe1: Ascenseur destiné au transport des personnes.

IV-12-2-Caractéristiques:

- Charges Nominale.
- Nombre de personnes.
- Vitesse Nominale.

IV-12-3-Définitions Techniques:**a) Cabine:**

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

b) Référence:

Type entièrement métallique à un angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond, dimension intérieur:

- Longueur: **1.10m**
- Hauteur: **2.23m**

c) Etrier:

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au châssé de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antiviral en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

d) Moteur:

Ensemble d'organe assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

e) Régulateur de Vitesse:

Cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.

f) Contre poids:

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus de **40-50%** de la charge utile.

g) Amortisseurs:

Ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre poids, la limite des niveaux extrêmes sont dépassés.

IV-12-4-Caractéristique de l'Ascenseur:

- Capacité: 8Personnes.
- Vitesse: 0.65 ou 1m/s.
- Charge nominale: 630Kg.

❖ Dimensionnement de la dalle machine:

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs: **e = 15cm.**

IV-12-4-1-Calcul des Charges Sollicitant la Dalle:

- Poids de la machine: **C = 844 Kg**
- Charge Nominale: P = 630 Kg
- Le poids du centre poids: $Q = C + 0,45.P = 844 + 0,45(630) = 1127,5 \text{ Kg.}$

IV-12-4-2-Dimensionnement de la force d'inertie:

On admet qu'il y a 3 phases de mouvement dans l'ascenseur.

1-Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage.

2-Mouvement uniforme et silencieux, commandé par le treuille.

3-Mouvement uniforme retardé lors de freinage.

On fait le calcul dans le cas défavorable.

❖ Force d'inertie:

On néglige:

- Le poids de la poulie.
- Les frottements dans les câbles.

D'après le principe de la dynamique on a:

$$\Sigma F = m.\gamma$$

$$(C + P) - T1 = (Mc + Mp) \gamma \dots\dots\dots(1)$$

$$Q - T2 = -mQ .\gamma \dots\dots\dots(2)$$

❖ **Le poids de la poulie est négligeable:**

$$\Sigma M/O = 0 \quad T_1 * R = T_2 * R \quad T_1 = T_2 = T$$

$$(1) = (2): (C+P) - Q = (m_c + m_p + m_q)$$

$$\text{Donc: } \gamma = \frac{C+P - F}{m_c + m_p + m_q}$$

$$= \frac{844 + 630 - 1127,5}{84,4 + 63 - 112,75} = 1,33 \text{ m/s}$$

La force d'inertie est donnée par:

$$F_i = T_1 + T_2 = 2T$$

$$T_1 = Q + m_q \cdot \gamma = 1127,5 + 1127,5 * 1,33 = 12774,46 \text{ Kg}$$

$$F_i = 2T_1 = 2(1277,46) = 2554,92 \text{ Kg}$$

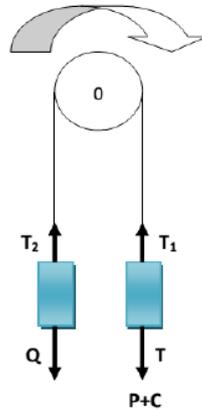


Figure IV.16 : de la dalle machine

❖ **Calcul de la Force Additionnelle Perturbatrice Provenant de l'Excitation de l'Effet Dynamique:**

On néglige l'amortissement dû au treuil et on suppose que le moteur est en équilibre.

La force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximum c'est -à-dire pour un déplacement maximum.

$$W = (C+P) \cdot D_{\max}$$

$$\text{Avec } D_{\max} = 31,62 \text{ m}$$

$$W = (844 + 630) \cdot 31,62 = 46607,88 \text{ kg.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique

$$D = 2.$$

$$F_p = D (p + C) = 2(630 + 844) = 2948 \text{ Kg.}$$

❖ **Détermination des charges sollicitant la dalle de la locale machinerie:**

- Poids de la machine..... $C = 844 \text{ Kg}$
- Charge nominale utile $P = 630 \text{ Kg}$
- La force d'inertie $F_i = 2554,92 \text{ Kg}$
- La force additionnelle perturbatrice..... $F_p = 2948 \text{ Kg}$
- Le poids de contrepoids $F = C + 0,45P = 1127,5 \text{ Kg}$
- Poids de la machine..... $C' = 4590 \text{ Kg}$

❖ **Evaluation de la Charge Permanente:**

- Dalle en béton $0,20 * 2500 = 500$
- Forme de pente médachape "A" $0,03 * 2000 = 60$
- Isolation phonique $0,04 * 400 = 16$
- Mortier de pose $0,03 * 2000 = 60$
- Revêtement dallage $0,02 * 2200 = 44$

$$G = 680 \text{ Kg/m}^2$$

NB:

Le médachape est un mortier spécial composé de résine, recommandé par le Document technique, son rôle est d'absorber les impacts causés par la machine.

❖ **Charge d'exploitation:**

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

IV-12-5-Calcul de la Dalle:➤ **ELU:**

$$L_x = 1.80 \text{ m}$$

$$L_y = 1.90 \text{ m}$$

- Charge répartie: $C = 4590 / 2.05 * 1.95 = 1148,21 \text{ Kg/m}^2$
- Charge permanente: $G + C = 680 + 1148.21 = 1828.21 \text{ Kg/m}^2$
- Charge totale répartie sollicitant la dalle:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q + (F_i + F_p/S + C + G)$$

$$q_u = 1,35(680) + 1,5(100) + ((2554,92 + 2948) / (1,95 * 2,05)) + 1148,21 + 680$$

$$q_u = 3,58 \text{ t/m}^2$$

➤ **ELS:**

$$q_s = (F_i + F_p/S + C + G) = ((2554,92 + 2948) / (1,95 * 2,05)) + 1148,21 + 100 + 680$$

$$q_s = 2,84 \text{ t/m}^2$$

IV-12-5-1-Calcul des Moments:

D'après B.A.E.L 91:

$$\alpha = L_x/L_y = 1,80/1,90 = 0,94 > 0,4 \implies \text{La dalle porte suivant les deux sens.}$$

➤ **ELU:**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression:

$$- M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$$

$$- M_y = \mu_y * M_x$$

$$\rho = 0,94$$

$$\mu_x = 0,0419$$

$$\mu_y = 0,8661$$

❖ **Moments Isostatiques:**

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0,0419 * 3,58 * 10 * (1,8)^2 = 4,86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0,8661 * 4,86 = 4,20 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments de Ferrailage:**

➤ **Sens-x:**

$$\text{Moment en travée: } M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 4,86 = 3,64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{ax} = 0,5 * M_x = 0,5 * 4,86 = 2,43 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens-y:**

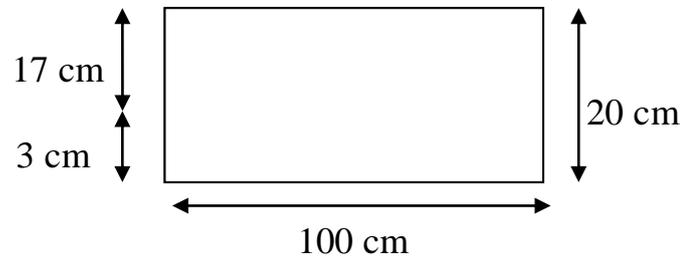
$$\text{Moment en travée: } M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 4,20 = 3,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{ay} = 0,5 * M_y = 0,5 * 4,20 = 2,1 \text{ KN.m}$$

IV-12-5-2-Ferrailage de la Dalle:

Le calcul se fait a l'ELU en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

On a: $c = h/10 = 20/10 = 2$ cm on prend: $c = 3$ cm.

➤ **Sens-x:**• **En travée :**

$M_{tx} = 3.64$ KN.m ; $d = 17$ cm ; $b = 100$ cm.

$$\mu = M_{tx}/b * d^2 * f_{bc} = 3.64 * 10^4 / 100 * (17)^2 * 142 = 0,0088 < 0,1$$

$$A_s = M_{tx}/d * b * f_e = 3.64 * 10^4 / 100 * 17 * 400 = 0,61 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 17 * (1.8/400) = 1.75 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA10 = 4,71 cm²

- **Espacement:**

$$S_t = 100/(n-1) = 100/5 \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

• **En Appuis :**

$M_{ax} = 2.43$ KN.m ; $d = 17$ cm ; $b = 100$ cm.

$$\mu = M_{ax}/b * d^2 * f_{bc} = 2.43 * 10^4 / 100 * (17)^2 * 142 = 0,0059 < 0,1$$

$$A_s = M_{ax}/d * b * f_e = 2.43 * 10^4 / 100 * 17 * 400 = 0,411 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 17 * (1.8/400) = 1.75 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA10 = 4,71 cm²

- **Espacement:**

$$St = 100/(n-1) = 100/5 \quad St = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Sens-y:**• **En travée:**

$$M_{ty} = 3.15 \text{ KN.m ; } d = 17 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = M_{ty}/b * d^2 * f_{bc} = 3.15 * 10^4 / 100 * (17)^2 * 142 = 0,0076 < 1$$

$$A_s = M_{ty}/d * b * f_e = 3.15 * 10^4 / 100 * 17 * 400 = 0,534 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 17 * (1.8/400) = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Espacement:**

$$St = 100/(n-1) = 100/4 \quad St = 25 \text{ cm.}$$

• **En Appuis:**

$$M_{ay} = 2.1 \text{ KN.m ; } d = 17 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = M_{ay}/b * d^2 * f_{bc} = 2.1 * 10^4 / 100 * (17)^2 * 142 = 0,0051 < 0,1$$

$$A_s = M_{ay}/d * b * f_e = 2.1 * 10^4 / 100 * 17 * 400 = 0,355 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 17 * (1.8/400) = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Espacement:**

$$St = 100/(n-1) = 100/4 \quad St = 25 \text{ cm.}$$

IV-12-6-Vérification à l'ELS:

$$V = 0,2 ; \quad \rho = 0,94$$

$$\mu_x = 0,0491$$

$$\mu_y = 0,9087$$

❖ **Moments Isostatiques:**

$$M_x = \mu_x * q_s * L_x^2 = 0,0491 * 2,84 * 10 * (1,8)^2 = 4,517 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0,9087 * 4,517 = 4,104 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments de Ferrailage:**➤ **Sens-x:**

$$\text{Moment en travée: } M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 4,517 = 3,387 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{ax} = 0,5 * M_x = 0,5 * 4,517 = 2,258 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens-y:**

$$\text{Moment en travée: } M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 4,104 = 3,078 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis: } M_{ay} = 0,5 * M_y = 0,5 * 4,104 = 2,052 \text{ KN.m}$$

IV-12-6-1-Vérification des Contraintes:• **En travée:**

$$M_s = 3,387 \text{ KN.m} ; \quad A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre:**

$$b \cdot x^2/2 + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 15(3,14)x - 15(3,14) \cdot 22 = 0$$

$$50x^2 + 47,1x - 1036,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = B^2 - 4 \cdot (A) \cdot (C) \quad \sqrt{\Delta} = 457,666$$

$$X_1 = -B + \sqrt{\Delta}/2 \quad A = -47,1 + 457,666/2 * 50 = 4,1 \text{ cm.}$$

➤ **Moments d'Inertie:**

$$I = b \cdot x^3/3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 0$$

$$I = 100 \cdot (4,1)^3/3 + 15 \cdot 3,14(22 - 4,1)^2 = 10135,27 \text{ cm}^4$$

Béton:

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_{bc} = M_s \cdot x / I \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 3.387 \cdot 10^4 \cdot 4,1 / 10135,27 = 13,70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 13,70 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Acier:

$$\sigma_s = 15 M_s \cdot (d - x) / I$$

$$\sigma_s = 15 \cdot 3.387 \cdot 10^4 \cdot (17 - 4,1) / 10135,27 = 646,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 646,63 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_s = 2020 \text{ Kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

Justification de l'Effort Tranchant:

$$V_U = q_u \cdot L_x \cdot L_y / 2 L_y + L_x = 3,58 \cdot 10 \cdot 1,80 \cdot 1,90 / 2 \cdot 1,90 + 1,80 = 21,8 \text{ KN}$$

$$\tau_U = V_U / b \cdot d = 21,8 \cdot 10^2 / 100 \cdot 17 = 1,28 \text{ Kg/cm}^2 = 0,128 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_U = 0,07 \cdot f_{c28} / 1,5$$

$$\tau_U = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,128 \text{ Mpa} \leq \tau_U = 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

Justification de la Flèche: On doit vérifier les conditions suivantes:

$$-h/L \geq M_t / 20 \cdot M_x \quad 0,20 / 1,80 = 0,111 > 0,0375 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

$$-A/b \cdot d \leq 2 / f_e$$

$$A/b \cdot d = 3,14 / (100 \cdot 17) = 0,0018$$

$$2 / f_e = 2 / 400 = 0,005$$

$$A/b \cdot d \leq 2 / f_e \dots \dots \dots 0,0018 \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Dalle Machine (e=25)

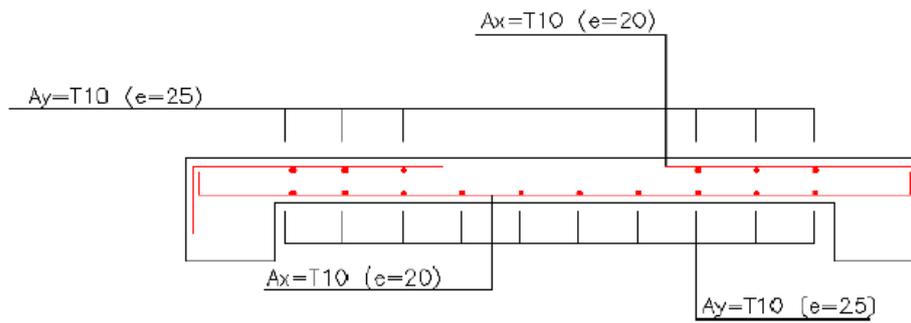
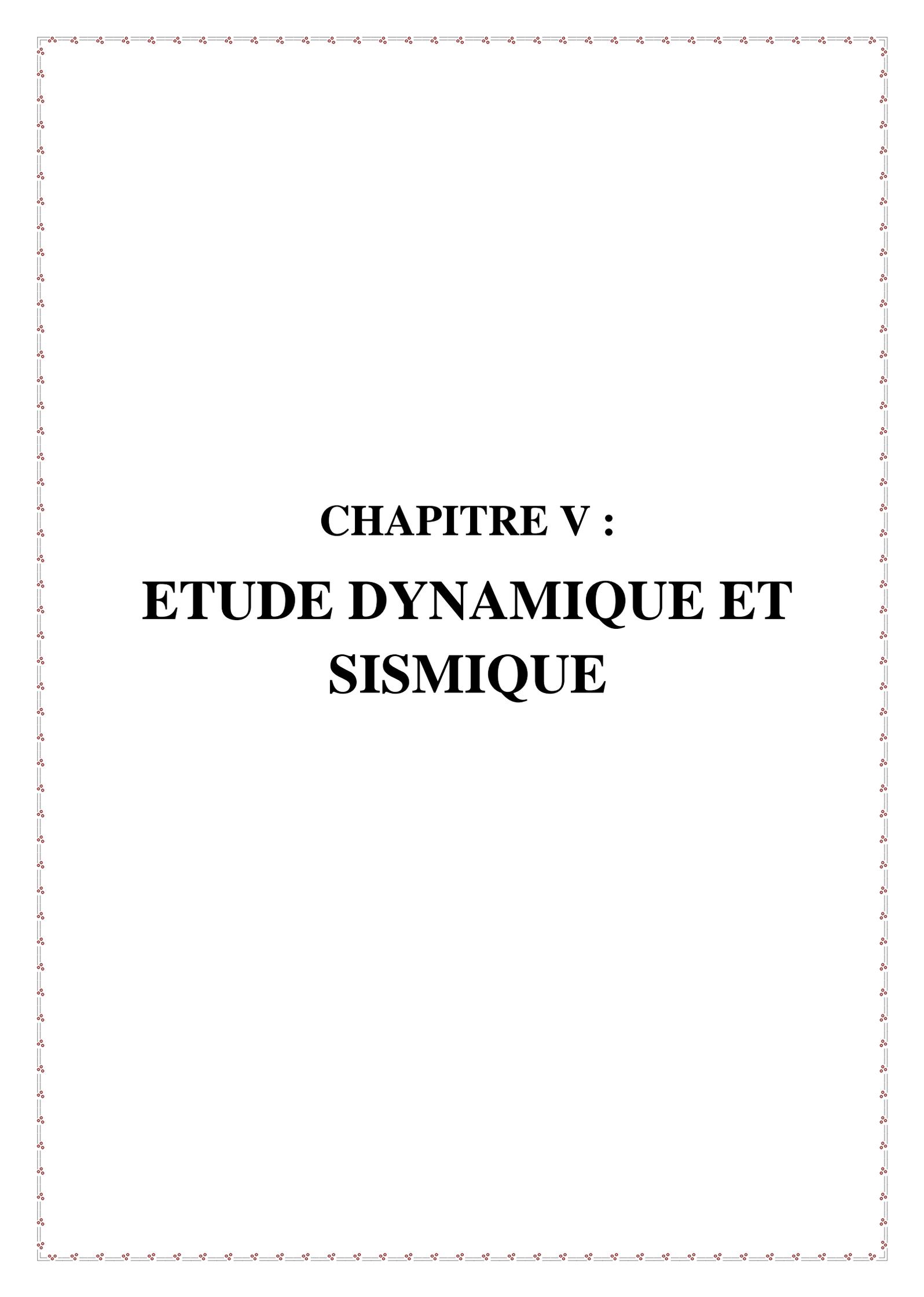


Figure IV.17 Schéma de Ferrailage



CHAPITRE V :
ETUDE DYNAMIQUE ET
SISMIQUE

V-Etude sismique de la structure:**V-1-Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

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

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

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. à ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la

hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.

Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

V-2-Présentation du Logiciel ROBOT :

Le **Logiciel ROBOT** permet de modéliser tous types des structures en **2D ou 3D** composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers telsque le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

- Saisie graphique **2D et 3D**
- Calcul de structure (**RDM**)
- Neige et vent, combinaisons automatique Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

V-3-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

A- la méthode statique équivalente.

B- la méthode d'analyse modale spectrale.

C- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V-4-La méthode statique équivalente :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au **chapitre III**, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en **zones I et II** et à **30m en zones III**.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II-b et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

V-5-La méthode d'analyse modale spectrale :

Définition : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Modélisation : modèle tridimensionnel, encastré à la base.

V-6-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes. :

Définition : La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V-7-Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de ANNABA donc en zone IIA. Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.

Classification du Site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2(sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site (S2).

V-8-Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en à les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous groupes
- **Zone II-a** :
 - Groupe d'usage 3.
 - Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Zone II-b et III** :
 - Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

V-9-Conditions d'application de la méthode analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

Donc nous avons utilisé la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale), on utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017.

❖ Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 10%)

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

❖ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

A : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Classification sismique de la wilaya ANNABA zone II-a (moyenne sismique)

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne

	zone		
Groupe	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.20
3	0.05	0.1	0.15

Groupe d'usage 2 Zone sismique II-a

A=0,15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen,

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & \longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & \longrightarrow T \geq 3.0s \end{array} \right\}$$

Période caractéristique T1 et T2 :

Associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

«S2» $\rightarrow T_2 = 0.40s$; $T_1 = 0.15s$

η : Facteur de correction d'amortissement

donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

Pourcentage d'Amortissement Critique ζ :

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs des la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages

Remplissage	portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Ouvrage en B.A avec voiles, Remplissage léger $\zeta = 10\%$

Calcul de η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de Contreventement mixte tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003. $R_x=R_y=5$

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	5
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	3.5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Facteur de qualité selon l'axe (y) :

Critère	P_q
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
$Q_y = 1 + \sum_1^5 p_q$	1.15

Tableau V.2:Facteur de qualité

Les conditions suivantes non vérifiées sur notre structure :

- **Régularité en élévation**
- **Contrôle de la qualité des matériaux**
- **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Donc :

$$P_q = 0.05 + 0.1 = 0.2 \quad Q = P_q + 1 = 1.15$$

Donc on trouve ; $Q = 1.15$

Période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6' , $C_T = 0,05$ le cas 4.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

- $T = C_t h_n^{3/4}$

h_N = hauteur de notre structure = **38.76 m**

C_T = notre structure assuré partiellement par des voile en béton armé : $C_T = \mathbf{0.050}$

$$T = 0.050 \times 38.76^{3/4} = 0.776 \text{ s}$$

❖ Poids Total de la Structure:

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT MILLENIUM

D'après la formule (4.5) du RPA03 : $W_i = W G_i + \beta W Q_i$.

WG(i) : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

WQ(i) : Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas $\beta = 0,2$.

Donc ; $W_i = 57811,51 \text{ KN}$

❖ Calcul de la Force sismique Totale :

$$V_y = V_x = A \cdot Q \cdot D \cdot W/R = 0,15 \cdot 1,15 \cdot 1,22 \cdot 58951,3318 / 5 = 2495,04 \text{ KN}$$

❖ la Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

Résultats de l'Analyse Dynamique par Robot Millenium.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	0,95	1,05	70,53	0,00	0,0	70,53	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 2	1,17	0,85	70,53	68,06	0,0	0,00	68,06	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 3	1,32	0,76	71,59	68,06	0,0	1,07	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 4	3,30	0,30	85,19	68,06	0,0	13,60	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 5	3,99	0,25	85,19	74,25	0,0	0,00	6,20	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 6	4,55	0,22	86,94	74,25	0,0	1,74	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 7	4,84	0,21	87,88	74,25	0,0	0,95	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 8	5,40	0,19	87,88	88,47	0,0	0,00	14,21	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 9	5,79	0,17	88,17	88,47	0,0	0,28	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 10	7,52	0,13	92,83	88,47	0,0	4,67	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 11	10,19	0,10	92,83	93,10	0,0	0,00	4,64	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 12	11,26	0,09	92,93	93,10	0,0	0,09	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 13	11,51	0,09	95,05	93,10	0,0	2,12	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 14	13,69	0,07	95,05	94,10	0,0	0,00	1,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 15	14,32	0,07	95,05	94,36	0,0	0,00	0,25	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 16	14,93	0,07	95,05	94,61	0,0	0,00	0,25	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 17	15,14	0,07	96,22	94,61	0,0	1,18	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 18	15,39	0,06	96,30	94,61	0,0	0,07	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 19	15,67	0,06	96,33	94,61	0,0	0,03	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 20	16,34	0,06	96,33	94,84	0,0	0,00	0,24	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 21	16,56	0,06	96,33	95,69	0,0	0,00	0,85	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 22	18,18	0,06	96,55	95,69	0,0	0,22	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 23	18,39	0,05	97,19	95,69	0,0	0,64	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 24	18,77	0,05	97,19	96,11	0,0	0,00	0,42	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 25	19,17	0,05	97,19	96,52	0,0	0,00	0,41	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 26	19,89	0,05	97,21	96,52	0,0	0,01	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 27	20,09	0,05	97,22	96,52	0,0	0,01	0,00	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0
3/ 28	20,51	0,05	97,22	96,77	0,0	0,00	0,24	0,0	5895133,18	5895133,18	0,0

Tableau V.2 ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode

V-10-Vérification de la Période :

Selon RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$1,3 T \text{ Théorique} \geq T \text{ Calculé}$

$$T \text{ Théorique} = 0,05 \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 38,76^{3/4} = 0,776 \text{ sec.}$$

$T \text{ Calculé} = 1,05 \text{ sec.}$

$1,3 \times T \text{ Théorique} = 1,3 \times 0.776 = 1.08 \text{ sec.}$

Donc : $1.08 \text{ sec} \geq 1.05 \text{ sec}$ **La condition est vérifiée.**

❖ **l’Effort Sismique à la Base de la Structure :**

➤ **Résultat des Forces Dynamique:**

Ex:

Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	2000,40	618,13	16298,29	206,64	1378,21	13,8
Somme réactions	1968,95	1,50	0,00	32,27	39977,60	10518,9
Somme efforts	1968,94	1,49	0,0	32,26	39978,07	10518,7
Vérification	3937,89	3,00	0,00	64,53	79955,67	21037,6
Précision	3,21803e-02	2,49985e-03				

Ey :

Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	140,71	2227,96	15150,85	968,57	66,53	5,42
Somme réactions	1,51	2194,93	0,00	45307,88	29,32	34576,14
Somme efforts	1,49	2194,94	0,0	45308,31	29,32	34576,16
Vérification	3,00	4389,87	0,00	90616,19	58,63	69152,30
Précision	3,21803e-02	2,49985e-03				

D’après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT»

$V_{x_{dyn}} = 2000.4 \text{ kn}$

$V_{y_{dyn}} = 2227.96 \text{ kn}$

$0.8 \times V_{x_{sta}} = 0.8 \times 2495.04986 = 1996.039 \text{ kn}$

$0.8 \times V_{y_{sta}} = 0.8 \times 2495.04986 = 1996.039 \text{ kn}$

La condition de l’article 4-3-6 de RPA 99 v 2003

V (dynamique) > 80% V (statique)

$2000.4 \text{ KN} > 1996.039 \text{ KN}$**La Condition est Vérifiée.**

$2227.96 \text{ KN} > 1996.039 \text{ KN}$**La Condition est Vérifiée.**

V-11-Vérification de l'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	lx [kgm2]	ly [kgm2]	lz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/ 1	Etage 1	539631,16	15,75 6,17 -2,04	15,75 7,26 -1,08	8142586,16	48622954,51	56765540,67	0,00	1,09	0,0	0,0
4/ 2	Etage 2	571047,43	15,75 6,02 2,04	15,75 7,26 2,93	9836635,62	52931338,78	62767974,40	0,00	1,24	0,0	0,0
4/ 3	Etage 3	541956,11	15,75 5,75 5,61	15,75 7,26 6,44	10312249,20	51106502,13	61418751,33	0,00	1,51	0,0	0,0
4/ 4	Etage 4	519567,45	15,75 5,75 8,67	15,75 7,28 9,58	9791418,82	48513207,34	58304626,16	0,00	1,54	0,0	0,0
4/ 5	Etage 5	519567,45	15,75 5,75 11,7	15,75 7,28 12,6	9791418,82	48513207,34	58304626,16	0,00	1,54	0,0	0,0
4/ 6	Etage 6	519567,45	15,75 5,75 14,7	15,75 7,28 15,7	9791418,82	48513207,34	58304626,16	0,00	1,54	0,0	0,0
4/ 7	Etage 7	509157,77	15,75 5,74 17,8	15,75 7,29 18,8	9563371,22	47406528,68	56969899,90	0,00	1,55	0,0	0,0
4/ 8	Etage 8	509157,77	15,75 5,74 20,9	15,75 7,29 21,8	9563371,22	47406528,68	56969899,90	0,00	1,55	0,0	0,0
4/ 9	Etage 9	509157,77	15,75 5,74 23,9	15,75 7,29 24,9	9563371,22	47406528,63	56969899,85	0,00	1,55	0,0	0,0
4/ 10	Etage 10	490830,53	15,78 5,72 27,0	15,75 7,30 28,0	9182569,46	45365801,19	54548370,65	0,03	1,58	0,0	0,0
4/ 11	Etage 11	507930,36	15,75 5,68 30,0	15,75 7,30 31,1	8874134,57	42551257,91	51425392,48	0,00	1,62	0,0	0,0
4/ 12	Etage 12	157561,93	15,75 8,76 33,1	15,75 8,62 34,4	1154783,21	5917415,18	7072198,39	0,00	0,13	0,0	0,0

Tableau V.3 : Les centres des masses et de rigidité.

| ex0 [m] |
|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 0 | 1,09 | 31,5 | 12,6 | 4,725 | 1,89 | -4,725 | -0,8 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,24 | 31,5 | 12,6 | 4,725 | 1,89 | -4,725 | -0,65 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,51 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,725 | -0,635 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,54 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,725 | -0,605 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,54 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,725 | -0,605 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,54 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,725 | -0,605 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,55 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,725 | -0,595 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,55 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,725 | -0,595 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,55 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,725 | -0,595 | verifie | verifie | |
| 0,03 | 1,58 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,695 | -0,565 | verifie | verifie | |
| 0 | 1,62 | 31,5 | 14,3 | 4,725 | 2,145 | -4,725 | -0,525 | verifie | verifie | |
| 0 | 0,13 | 22,5 | 8,7 | 3,375 | 1,305 | -3,375 | -1,175 | verifie | verifie | |

❖ **Vérification des déplacements inter-étages :**

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le **RPA** dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta k = R \cdot \delta ek$$

δek : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement

-Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « **k** » par rapport au niveau « **k-1** » selon la formule suivant :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

- Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art 5-10)

$$\Delta' = h_e/100$$

➤ Sens x-x :

Niveau	U _x (cm)	d _r U _x (cm)	Δ _k (m)	Δ admissible (m)	vérification
Etage 1	0.4	0.4	0.004	4.08	vérifie
Etage 2	1.1	0.7	0.007	4.08	vérifie
Etage 3	1.8	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 4	2.6	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 5	3.4	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 6	4.2	0.9	0.009	3.06	vérifie
Etage 7	5.1	0.9	0.009	3.06	vérifie
Etage 8	5.9	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 9	6.7	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 10	7.5	0.8	0.008	3.06	vérifie
Etage 11	8.2	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 12	8.6	0.3	0.003	3.06	vérifie

Tableau V.4 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x

➤ Sens y-y :

Niveau	U _y (cm)	d _r U _y (cm)	Δk (m)	Δ admissible (m)	vérification
Etage 1	0.2	0.2	0.002	4.08	vérifie
Etage 2	0.7	0.5	0.005	4.08	vérifie
Etage 3	1.1	0.4	0.004	3.06	vérifie
Etage 4	1.7	0.5	0.005	3.06	vérifie
Etage 5	2.3	0.6	0.006	3.06	vérifie
Etage 6	2.9	0.6	0.006	3.06	vérifie
Etage 7	3.6	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 8	4.3	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 9	5.0	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 10	5.7	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 11	6.4	0.7	0.007	3.06	vérifie
Etage 12	7.1	0.7	0.007	3.06	vérifie

Tableau V.5: Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y

V-12-Vérification du déplacement au sommet :

La valeur du déplacement max au sommet de la structure dans les 2 sens ne doit pas dépassée 1% de la hauteur de la structure.

$$1\% \text{ ht} = 3876 \text{ cm}$$

ht : hauteur totale de la structure.

Déplacement maximum sens x-x = 8.2cmLa condition est vérifiée.

V-13-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \text{ RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W G_i + \beta W q_i)$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k », (V_k)
- Δ k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E)
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

• **Sens longitudinal**

les masse de caque etage	Pk(kg)	Pk(kn)	dUX [cm]	Δk(m)	FX [kN]	Hk	θpΔ	la verification
Etage 1	539631,16	5895133,18	0,4	0,004	1968,94	4,08	0,02878602	verife
Etage 2	571047,43	5355502,02	0,7	0,007	1910,28	4,08	0,04716955	verife
Etage 3	541956,11	4784454,59	0,7	0,007	1820,31	3,06	0,05896365	verife
Etage 4	519567,45	4242498,48	0,8	0,008	1714,01	3,06	0,06345964	verife
Etage 5	519567,45	3722931,03	0,8	0,008	1594,26	3,06	0,0598708	verife
Etage 6	519567,45	3203363,58	0,9	0,009	1460,13	3,06	0,06327854	verife
Etage 7	509157,77	2683796,13	0,9	0,009	1316,74	3,06	0,05878835	verife
Etage 8	509157,77	2174638,36	0,8	0,008	1160,92	3,06	0,04802573	verife
Etage 9	509157,77	1665480,59	0,8	0,008	983,57	3,06	0,04341337	verife
Etage 10	490830,53	1156322,82	0,8	0,008	776,44	3,06	0,03818215	verife
Etage 11	507930,36	665492,29	0,7	0,007	512,52	3,06	0,02912926	verife
Etage 12	157561,93	157561,93	0,3	0,003	177,84	3,06	0,00851809	verife
totale	5895133,18							

Tableau V.6 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale.

• Sens transversale

les masse de caque etage	Pk(kg)	Pk(kn)	dUY [cm]	Δk(m)	FY[kN]	Hk	θpΔ	la verification
Etage 1 539631,16	5895133,18	57811,5078	0,2	0,002	2194,94	4,08	0,01291105	verife
Etage 2 571047,43	5355502,02	52519,53388	0,5	0,005	2127,68	4,08	0,03024993	verife
Etage 3 541956,11	4784454,59	46919,47161	0,4	0,004	2022,34	3,06	0,03032756	verife
Etage 4 519567,45	4242498,48	41604,69772	0,5	0,005	1912,45	3,06	0,03554683	verife
Etage 5 519567,45	3722931,03	36509,48159	0,6	0,006	1790,38	3,06	0,03998437	verife
Etage 6 519567,45	3203363,58	31414,26545	0,6	0,006	1651,75	3,06	0,03729172	verife
Etage 7 509157,77	2683796,13	26319,04932	0,7	0,007	1495,32	3,06	0,04026361	verife
Etage 8 509157,77	2174638,36	21325,91727	0,7	0,007	1319,17	3,06	0,03698142	verife
Etage 9 509157,77	1665480,59	16332,78523	0,7	0,007	1113,98	3,06	0,03353972	verife
Etage 10 490830,53	1156322,82	11339,65318	0,7	0,007	863,48	3,06	0,03004167	verife
Etage 11 507930,36	665492,29	6526,249966	0,7	0,007	544,47	3,06	0,02741993	verife
Etage 12 157561,93	157561,93	1545,154701	0,7	0,007	203,28	3,06	0,01738817	verife
totale 5895133,18								

Tableau V.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal.

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul de éléments structuraux.

V-14-L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = Nd / Bc \cdot fc_{28} \leq 0.30$$

- Nd : Effort normal de compression.

- Bc : Section du béton comprimé.

➤ **Poteau (55x55) cm sous la combinaison G+Q+Ex :**

$$v = 1940030 / (55 \times 55) \times 10^2 \times 25$$

$$v = 0,25 < 0,30 \dots\dots\dots \text{la condition vérifier}$$

➤ **Poteau (45x45) cm sous la combinaison G+Q+Ex :**

$$v = 1339240 / (45 \times 45) \times 10^2 \times 25$$

$$v = 0,26 < 0,30 \dots\dots\dots \text{la condition vérifier}$$

➤ **Poteau (40x40) cm sous la combinaison G+Q+Ex :**

$$v = 860540 / (40 \times 40) \times 10^2 \times 25$$

$$v = 0,21 < 0,30 \dots\dots\dots \text{la condition vérifier}$$

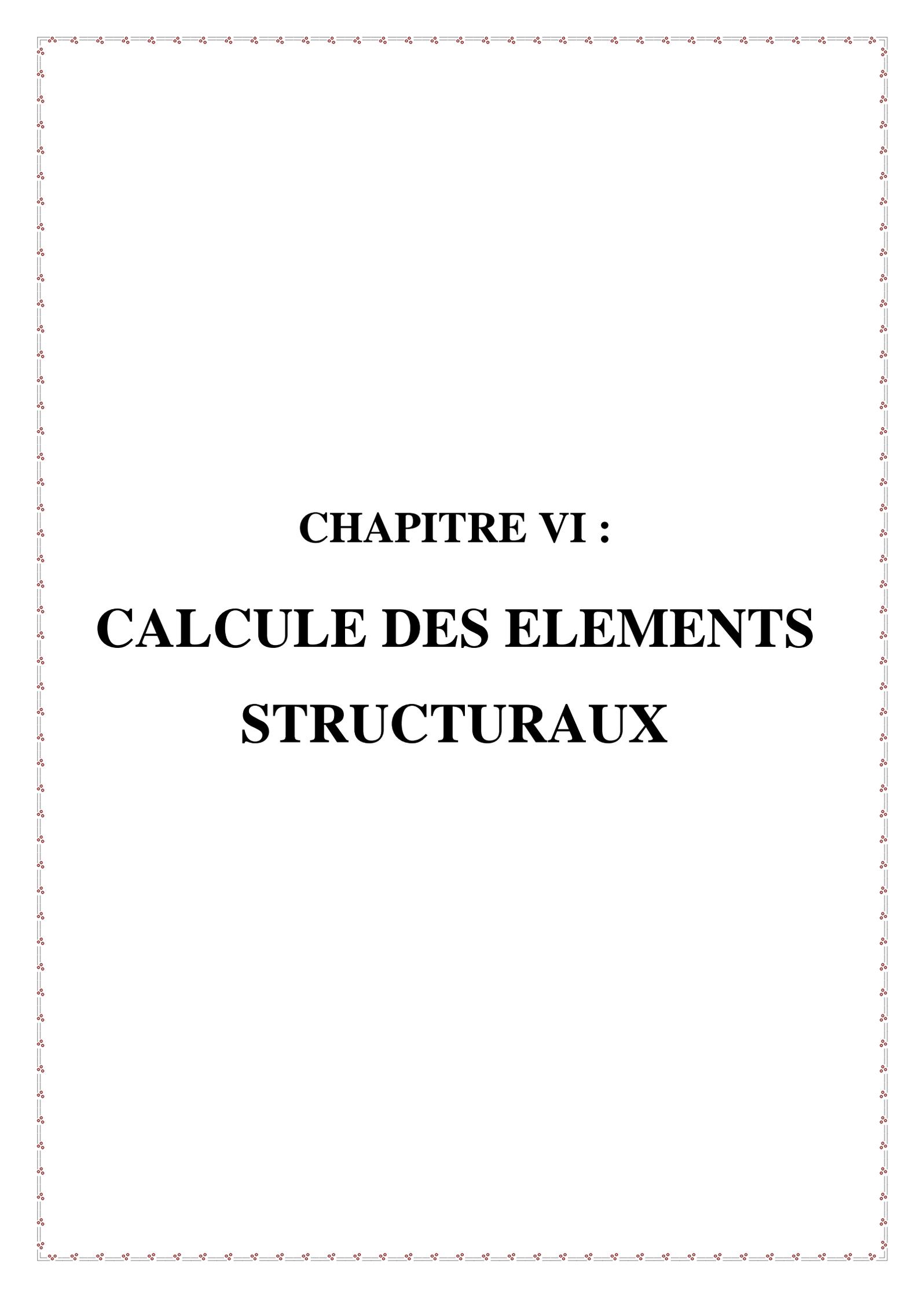
➤ **Poteau (30x30) cm sous la combinaison G+Q+Ex :**

$$v = 420080 / (30 \times 30) \times 10^2 \times 25$$

$$v = 0,18 < 0,30 \dots\dots\dots \text{la condition verifier}$$

V-15-Conclusion:

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.



CHAPITRE VI :

CALCULE DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

VI-CALCULE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :**VI-1-Les poutres :****VI-1-1-Introduction**

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

- Recommandation du RPA 99/V2003

VI-1-2- Ferrailage :**❖ Les armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%b \times h$ en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\%b \times h$ En zone courante.

$6\%b \times h$ En zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale des recouvrements est de :

$40\emptyset$ En zone II-a.

Avec : \emptyset_{max} est le diamètre maximale utilisé.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les, circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003\% \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min(h/4 ; 12\phi_1)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées.

C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

- Recommandation de CBA

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{c28} / f_e \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

- Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

- Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est calculé selon les sollicitations données par RobotV2017, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}).

VI-1-3-Les poutres principales :

- Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

➤ **ELU :**

	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	M_{ELU} (KN.m)
RDC et Sous-sol	poutre principale	30*40	En travee	59.90
			Appuis	-109.14
Etages courant	poutre principale	30*40	En travee	66.32
			Appuis	-144.86
Terrasse inaccessible	poutre principale	30*40	En travee	60.74
			Appuis	120.29

➤ **G+Q+EY :**

	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	M_{Ela} (KN.m)
RDC, et Sous-sol	poutre principale	30*40	En travée	42.53
			Appuis	104.86
Etages courant	poutre principale	30*40	En travée	47.14
			Appuis	150.70
Terrasse inaccessible	poutre principale	30*40	En travée	42.17
			Appuis	100.34

➤ G+Q-EY :

	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	M _{ELA} (KN.m)
RDC,et Sous-sol	poutre principale	30*40	En travée	56.28
			Appuis	64.49
Etages courant	poutre principale	30*40	En travée	56.58
			appuis	72.58
Terrasse inaccessible	poutre principale	30*40	En travée	47.83
			appuis	76.59

VI-1-4-Ferraillages des Poutres Principales (30*40) :

Après comparaison, les moment en trave et appuis le plus défavorable et présente sur tableaux suivant :

	Section (cm ²)	Localisation	M ELU (KN.m)	As calcule (cm ²)	As min (RPA)	As adpte (cm ²)	Armatures adp
RDC, Soupente et Sous-sol	30*40	En travée	59.90	5.65	6	6.88	3HA14+2HA12
		Appuis	-109.14	10.3	6	10.65	3HA16+3HA14
Etages courant	30*40	En travée	66.32	5.65	6	6.88	3HA14+2HA12
		appuis	-109.86	10.3	6	10.65	3HA16+3HA14
Terrasse inaccessible	30*40	En travée	60.74	5.65	6	6.88	3HA14+2HA12
		appuis	-120.29	11.4	6	11.5	4HA16+2HA14

VI-1-5-Condition de Non Fragilité:

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 0,23 * 30 * 37 * (2,1 / 400) = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

• **Pourcentage Exigé par RPA99:**

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

VI-1-6-Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification de contrainte :**

• **En travée**

$M_s = 55.31 \text{ KN.m}$ $A_s = 6.88 \text{ cm}^2$ $d = 37 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

M_s	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$B * h \text{ (cm}^2\text{)}$	σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	vérification
55.31	6.88	30*40	8.8	201.6	15	202	ok

• **En appui**

$M_s = 116.38 \text{ KN.m}$ $A_s = 11.5 \text{ cm}^2$ $d = 37 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

M_s	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$B * h \text{ (cm}^2\text{)}$	σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	vérification
116.38	11.5	30*40	13.4	201.6	15	202	ok

❖ **Vérification de la Flèche:**

Un exemple d'une poutre principale de longueur $L = 4.5 \text{ m}$

La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible $\implies f_{adm} = L/500$

On utilisant le logiciel robot expert on a trouvé que :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4 \text{ mm} < f_{adm} = 9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

❖ **Vérification de la Contrainte Tangentielle:**

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable.

$T_u = 117 \text{ kn}$ $b = 30 \text{ cm}$ $d = 37 \text{ cm}$

$\tau = T_u / b * d$

$\tau = 10.70 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau' = \min(0,15 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

❖ **Vérification de l'espacement :**

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(33.3 ; 40 \text{ cm}).$$

$$St \leq 33.33 \text{ cm}$$

$$St = 30 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures Transversales :**

• **Vérification selon RPA :**

➤ **Zone nodale :**

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$l' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$S \leq \min(h/4 ; 12\phi)$$

$$St \leq 10$$

$$St = 10 \text{ cm.}$$

L'espacement minimum selon l'RPA est 10 cm pour la vibration du béton lors de mise en œuvre.

➤ **Zone Courante:**

$$St \leq h/2$$

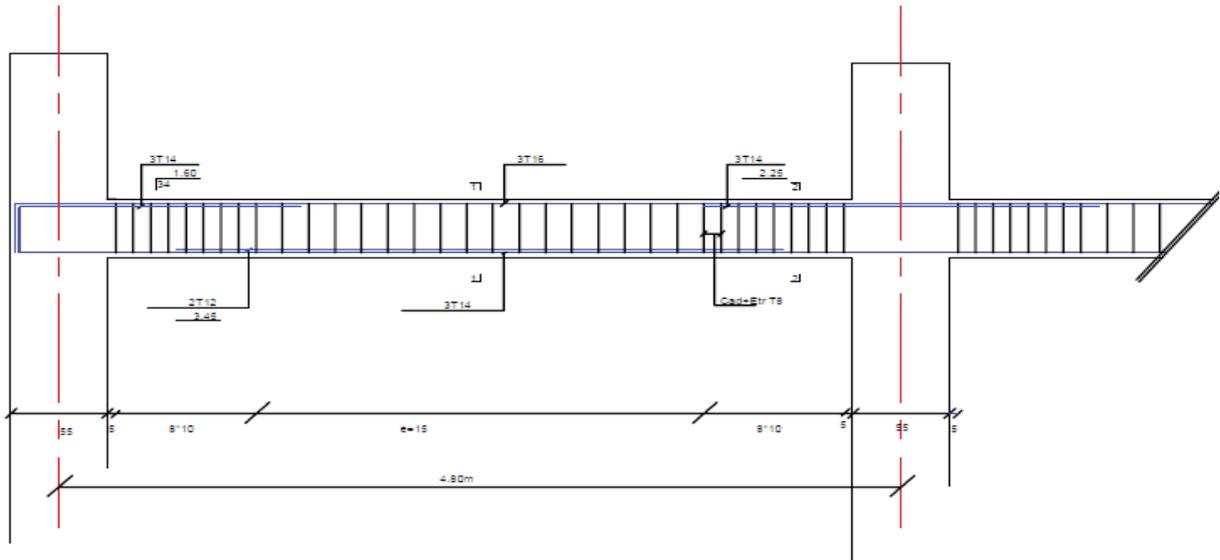
$$St \leq 40/2 = 20 \text{ cm}$$

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

➤ **Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : 40ϕ

$$\text{donc } L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$



-COUPE (1-1) EN TAVEE -

-COUPE (2-2) EN APPUI-

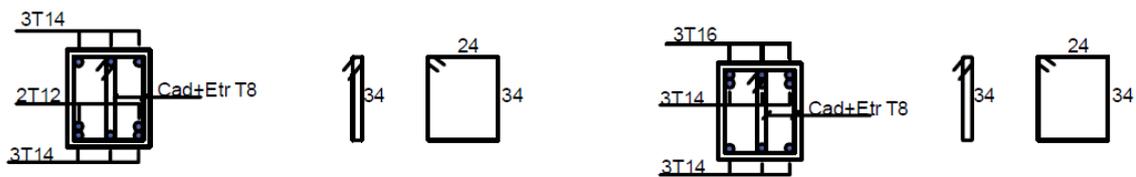


Figure VI.1 : ferrailage de poutre principale

VI-2-LES POUTRE SECONDAIRE

➤ ELU :

	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	M ELU(KN.m)
RDC, Soupente et Sous-sol	Poutre secondaire	30*35	En travée	59.09
			Appuis	-58.87
Etages courant	poutre secondaire	30*35	En travée	28.80
			Appuis	-53.55
Terrasse inaccessible	poutre secondaire	30*35	En travée	13.18
			Appuis	-22.50

➤ **G+Q+Ex :**

	Poutres	Section(cm ²)	Localisation	M ELA(KN.m)
RDC, Soupente et Sous-sol	poutre principale	30*40	En travée	33.71
			Appuis	-53.84
Etages courant	poutre principale	30*40	En travée	20.71
			Appuis	-67.85
Terrasse inaccessible	poutre principale	30*40	En travée	8.88
			Appuis	-43.01

➤ **G+Q-Ex :**

	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	M ELA(KN.m)
RDC, Soupente et Sous-sol	poutre principale	30*40	En trave	54.23
			Appuis	-35.40
Etages courant	poutre principale	30*40	En trave	40.98
			appui	-27.17
Terrasse inaccessible	poutre principale	30*40	En trave	15.04
			apuis	-10.58

VI-2-1-Ferraillages des Poutres secondaire(30*35):

Ferraillage en travée et appui.

Après comparaison, le ferraillage le plus défavorable et présente sur tableaux suivant :

	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	As (cm ²)	As min (RPA)	Aadp (cm ²)	Armatures adp
RDC, Soupente et Sous-sol	30*35	En travée	59.09	5.7	5.25	6.79	6HA12
		Appuis	-58.87	5.7	5.25	6.79	6HA12
Etages courant	30*35	En travée	40.98	3.9	5.25	5.65	5HA12
		appuis	-67.85	6.7	5.25	6.79	6HA12
Terrasse inaccessible	30*35	En travée	15.04	1.4	5.25	5.65	5HA12
		appuis	-43.01	4.1	5.25	5.65	5HA 12

VI-2-2-Condition de Non Fragilité:

$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28}/f_e) = 0,23 * 30 * 33 * (2,1/400) = 1,2 \text{ cm}^2$

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2$condition vérifier

• Pourcentage Exigé par RPA99:

$A_{min} = 0,5\% * b * h = 0,005 * 30 * 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

VI-2-3-Vérification à l'ELS :

❖ Vérification de contrainte :

• En travée

$M_s = 26.39 \text{ KN.m} \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad d = 32 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm}$

Ms (KN.m)	As (cm ²)	b*h (cm ²)	σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	vérification
26.39	5.65	30*35	5.7	164.7	15	202	ok

• En appui

$M_s = -47.22 \text{ KN.m} \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad d = 32 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm}$

Ms (KN.m)	As (cm ²)	b*h(cm ²)	σ_b	σ_s	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_s$	vérification
47.22	5.65	30*35	10.1	201.6	15	202	ok

❖ **Vérification de la Flèche:**

Un exemple d'une poutre principale de longueur $L=4.2m$

La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible $\implies f_{adm} = L/500$

On utilisant le logiciel robot expert on a trouvé que :

Flèche totale : $\Delta f_t = 4 \text{ mm} < f_{adm} = 8.4 \text{ mm}$ vérifier

❖ **Vérification de la Contrainte Tangentielle:**

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable. $T_u = 24.44 \text{ KN}$ $b = 30 \text{ cm}$

$d = 37 \text{ cm}$

$\tau = T_u/b * d$

$\tau = 2.51 \text{ kg/cm}^2$

$\tau' = \min(0,15 * f_{c28}; 4 \text{ Mpa})$

$\tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ kgf/cm}^2$ $\tau < \tau'$ condition vérifier

❖ **Vérification de l'espacement :**

$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$

$St \leq \min(29.7 ; 40 \text{ cm})$.

$St \leq 29.7 \text{ cm}$

$St = 25 \text{ cm}$.

● **Vérification selon RPA:**

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$l' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

➤ **Zone Nodale:**

$St \leq \min(h/4 ; 12\phi_1)$

$St \leq 8.75$

$St = 8 \text{ cm}$.

L'espacement minimum selon l'RPA est 10 cm pour la vibration du béton lors de mis en œuvre.

➤ **Zone Courante:**

$St \leq h/2$

$$St \leq 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

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

➤ **Recouvrement :**

Selon l’RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : $40 \varnothing$

$$\text{Donc } L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

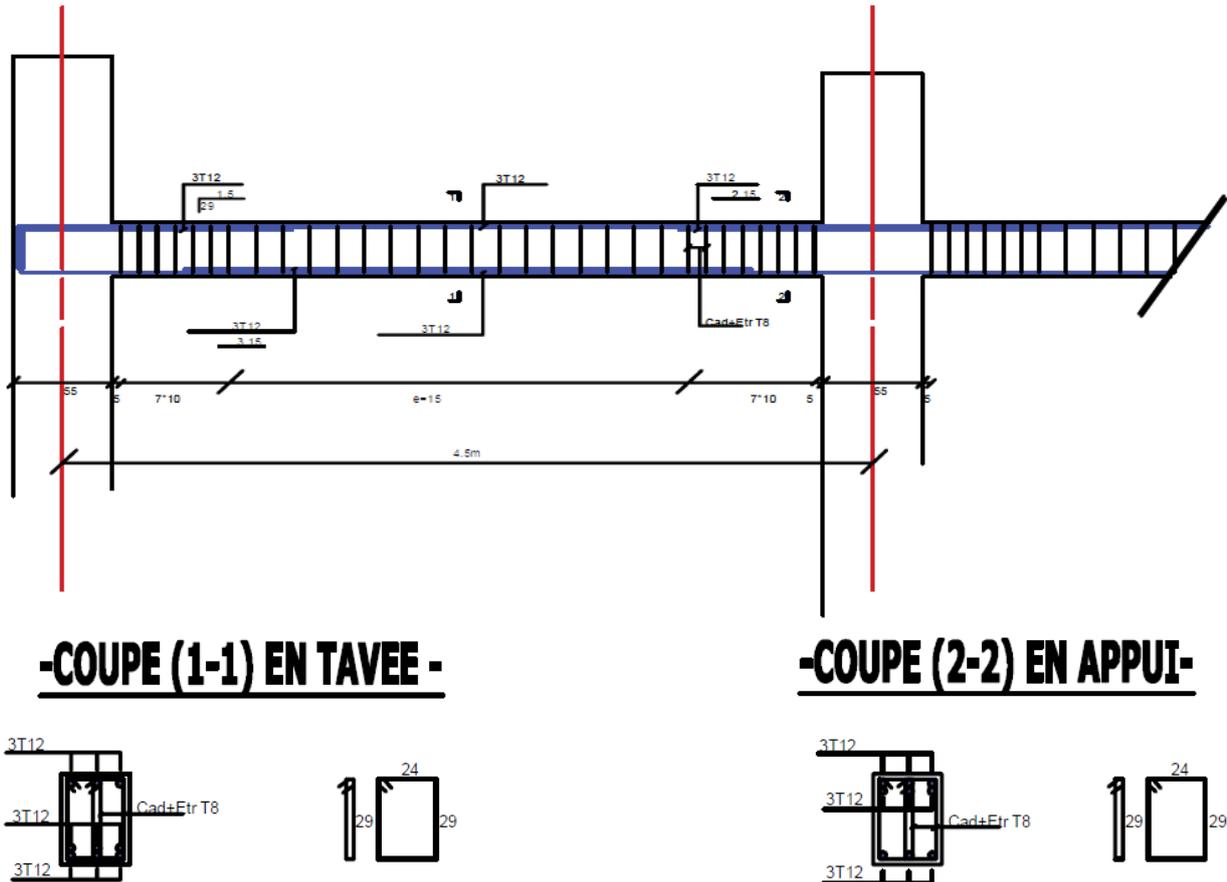


Figure VI.2 : ferrailage de poutre secondaire.

VI-3-Les poteaux :

VI-3-1-Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée

-Recommandation du RPA 99/version 2003 :

❖ **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8%(zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques). Combinaison de calcul : Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison $(G+Q\pm E)$ suivants :
 - Effort Normal.
 - Effort Tranchant.
 - Moment Fléchissant. Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée dévie à l'ELU
 - **ELU :**

	Section (cm ²)	Localisation	N _u & M _{ELU} (KN,KN.m)	section sup et inf	AS (cm ²)	As min (cm ²)	Armatures adp
Sous sol, RDC, 1 étage	55*55	N _U ^{max}	2589.81	A1	2.8	24	12HA16 =24.13cm ²
		M _y ^{corr}	-1.65				
		M _z ^{corr}	4.3	A2	1.6		
2 ^{eme} et 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	45*45	N _U ^{max}	1782.69	A1	2.3	16.02	8HA16 =16.08cm ²
		M _y ^{corr}	0.13				
		M _z ^{corr}	5.20	A2	1.3		
5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	40*40	N _U ^{max}	1148.96	A1	2.3	12.8	4HA14+4HA16 =14.20cm ²
		M _y ^{corr}	-0.61				
		M _z ^{corr}	11.45	A2	1.3		

8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage et terrasse	30*30	N _U ^{max}	560.61	A1	2.3	7.2	8HA12 = 9.05cm ²
		M _y ^{corr}	0.42				
		M _z ^{corr}	9.87	A2	1.3		

➤ **ELA (G+Q+E ;0.8G+E) :**

	Section (cm ²)	Localisation	N _u et M _{ELU} (KN,KN.m)	section sup et infère	AS (cm ²)	As min RPA (cm ²)	Armatures adp
Sous sol, RDC ,1étage	55*55	N ^{corr}	1940.03	A1	2.8	24	12HA16 =24.13cm ²
		M _y ^{max}	33.96				
		M _z ^{max}	-23.60	A2	1.6		
2 ^{eme} ; 3 ^{eme} , et 4 ^{eme} étage	45*45	N ^{corr}	1339.24	A1	2.3	16.02	8HA16 =16.08cm ²
		M _y ^{max}	-25.80				
		M _z ^{max}	23.14	A2	1.3		
5 ^{eme} et 6 ^{eme} ,7 ^{eme} étage	40*40	N ^{corr}	860.54	A1	2.3	12.8	4HA14+4HA16 =14.20cm ²
		M _y ^{max}	-26.32				
		M _z ^{max}	29.78	A2	1.3		
8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage et terrasse	30*30	N ^{corr}	420.08	A1	2.3	7.2	8HA12 = 9.05cm ²
		M _y ^{max}	-13.28				
		M _z ^{max}	19.63	A2	1.3		

VI-3-2-Condition non fragilité :

$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 55 * 52 * (2,1 / 400) = 3.45 \text{ cm}^2$

$A_s = 24.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$

$A_s = 16.84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$

❖ **Section minimale (RPA) :**

$A_{min} = 0,8\% b \times h = 0,8\% \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0,8\% b \times h = 0,8\% \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

❖ **Section maximale (RPA) :**

Zone courante $\Rightarrow A_{max} = 4\%b \times h$

$$A_{max} = 4\%b \times h = 4\% \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%b \times h = 4\% \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24.13 \text{ cm}^2 < A_{max} = 121 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

$$A_s = 16.84 \text{ cm}^2 < A_{max} = 81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

Zone recouvrement $\Rightarrow A_{max} = 6\%b \times h$

$$A_{max} = 6\%b \times h = 6\% \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 6\%b \times h = 6\% \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24.13 \text{ cm}^2 < A_{max} = 181.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

$$A_s = 16.84 \text{ cm}^2 < A_{max} = 121.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

VI-3-3-Vérification de l'effort tranchant :➤ **Pour poteaux (55*55) :**

D'après le B.A.E.L : $T_u \text{ max} = 113.77 \text{ KN}$ $b = 55 \text{ cm}$ $d = 52 \text{ cm}$

$$\tau = T_u / b * d$$

$$\tau = 3.97 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_u \leq \tau_u \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

$$\tau' = \min(0,15 * f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

➤ **Pour poteaux (45*45) :**

D'après le B.A.E.L : $T_u \text{ max} = 118.55 \text{ KN}$ $b = 45 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$

$$\tau = T_u / b * d$$

$$\tau = 6.27 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_u \leq \tau_u \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

$$\tau' = \min(0,15 * f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau' = 2,5 \text{ Mpa} = 25 \text{ kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

D'après le R.P.A :

$$\tau_u \leq \tau_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = Lf/i \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$L f = 0,7L_o$ (encasté à la base et articulé en haut)

$$B = b \times h = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{55^4}{12} = 762552,08 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{762552,08}{3025}} = 15,87 \text{ cm}$$

$$L f = 0,7 \times 4,08 = 285,6 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{285,6}{15,87} = 17,99 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\tau_u = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \tau_u = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$

VI-3-4-Calcul des armatures transversales :

❖ **D'après le B.A.E.L :**

$$\phi_t \geq (1/3) \phi_{\text{max}} = (1/3) \times 16 = 5,28 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc : on adopte 2HA8 = 1,01 cm²

❖ **L'espacement :**

$$St \leq \min(15\phi_{\text{min}} ; 40 \text{ cm} ; \text{plus petit coté} + 10 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(18 ; 40 ; 40) \Rightarrow St \leq 18 \text{ cm}$$

Donc: $St = 15 \text{ cm}$

❖ Selon le R.P.A :

➤ Dans la zone nodale :

$$St \leq \min(10\phi_{l \min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) = 12 \Rightarrow St \leq 12 \text{ cm}$$

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

➤ Dans la zone courante:

$$St \leq 15\phi_l = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow St \leq 18 \text{ cm}$$

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

➤ Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \quad L = 50 \text{ cm}$$

VI-3-5-Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

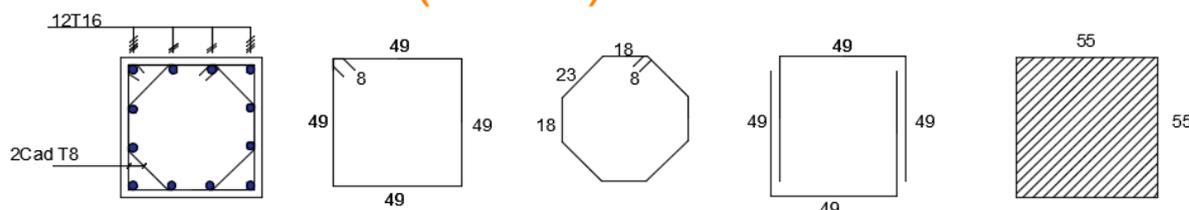
Ns	b*h	As (cm ²)	b*h (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ _s (Mpa)	vérification
1884.38	55*55	24.13	55*55	6.1	91	15	202	ok
1298.96	45*45	16.84	45	6.4	95.1	15	202	ok

VI-3-6-Ferraillage des poteaux :

➤ Ferraillage du poteau (55*55) :

COUPE 1-1

POTEAUX (55x55)



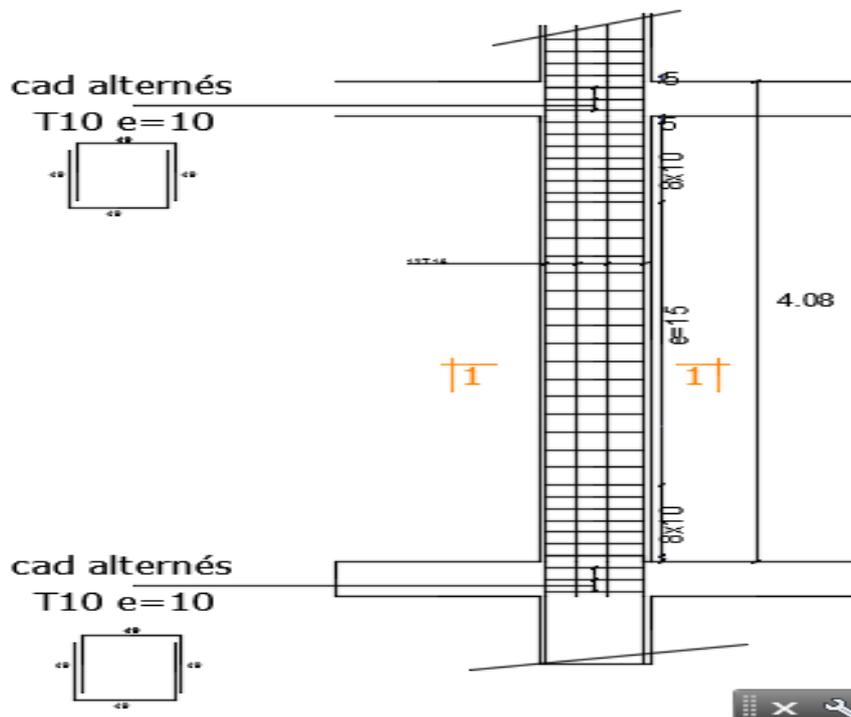
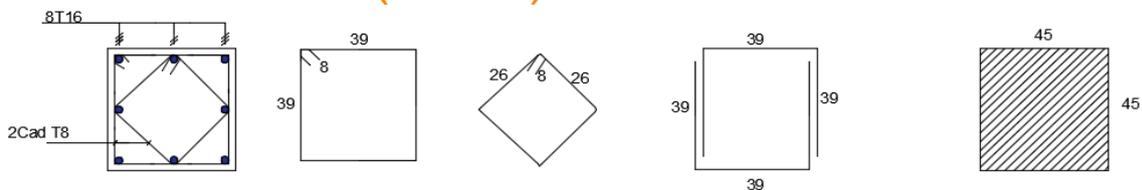


Figure VI.3 : ferrailage du poteau (55*55).

➤ Ferrailage du poteau (45*45) :

COUPE 1-1
POTEAUX (45x45)



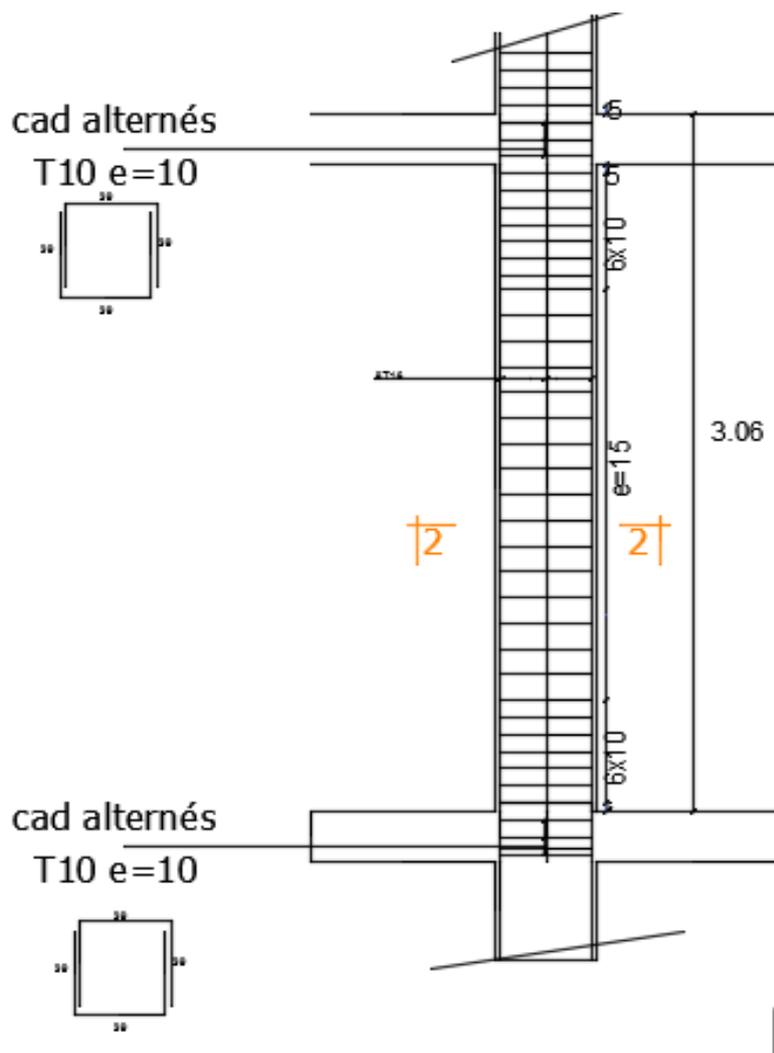
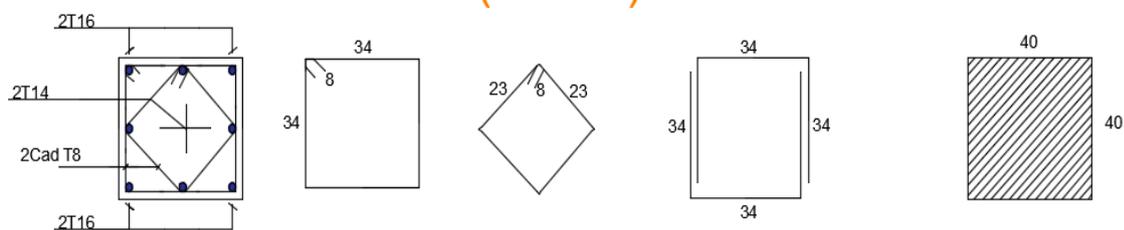


Figure VI.4: ferrailage du poteau (45*45).

➤ Ferrailage du poteau (40*40) :

COUPE 3-3
POTEAUX (40x40)



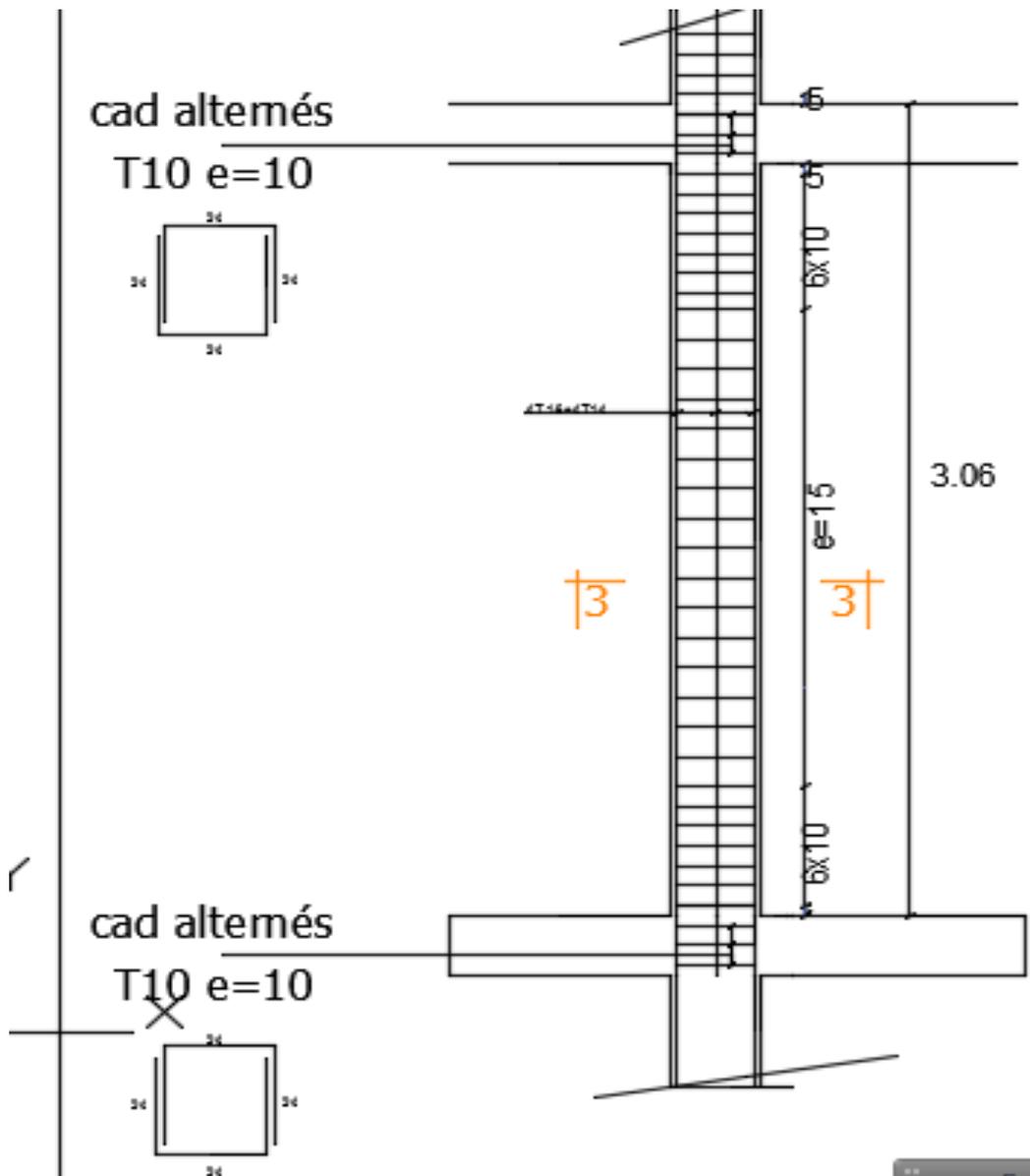
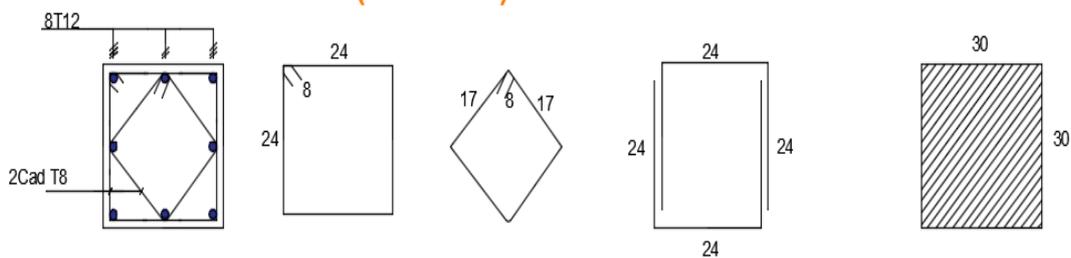


Figure VI.5: ferrailage du poteau (40*40).

➤ Ferrailage du poteau (30*30) :

COUPE 4-4
POTEAUX (30x30)



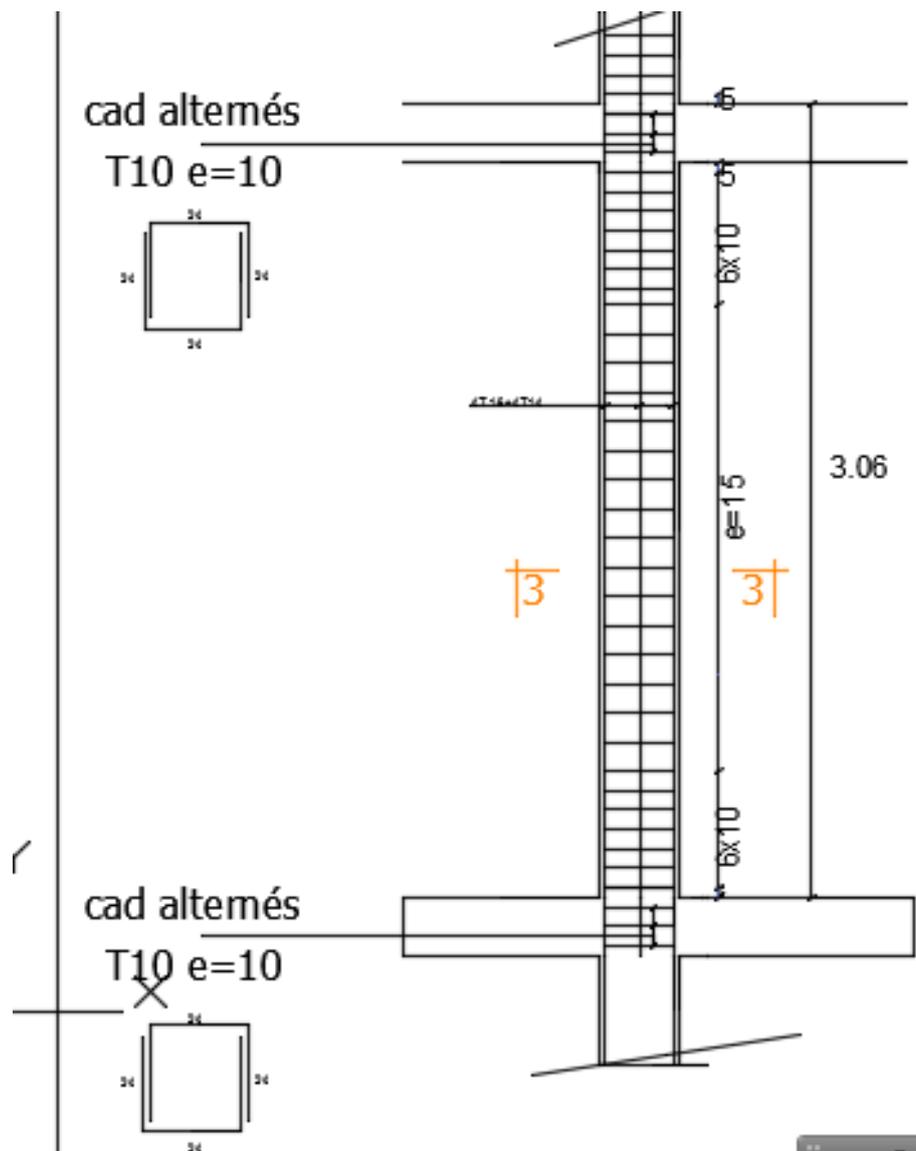


Figure VI.6: ferrailage du poteau (30*30).

VI-4-Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées 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 une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peut trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux).

Les voiles pleins et les trumeaux se ferrailent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas.

- Les combinaisons de calculs sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

VI-4-1-Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

VI-4-1-1-Armatures verticales :

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 $St < e$ (e : épaisseur de voile).

♦ A chaque extrémités 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.

VI-4-1-2- 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 $10\phi_t$.

VI-4-1-3- Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

VI-4-2-Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

❖ **Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :**

$$A_{\min} = \begin{cases} 0,15\%b \times h & \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.} \\ 0,10\%b \times h & \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.} \end{cases}$$

$$\phi_t \leq (1/10) * e \quad (\text{Exception faite pour les zones d'about}).$$

❖ **L'espacement :**

$$S_t = \min(1.5 * e; 30 \text{ cm}) .$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ **Longueurs de recouvrement :**

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

♦ **Remarque:**

Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur $d \leq \min (h_e/2 ; 2L'/3)$

L' : étant la longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de niveau.

VI-4-3-Calcul des Voiles RDC ;1^{er}et 2^{ème} étage:

❖ ELA:

G +Q+ Ey:

➤ $N = -4502.40 \text{ KN}$

➤ $M = 2903.18 \text{ KN.m}$

➤ $T = 743.76 \text{ KN}$

$$\sigma = N/S \pm M*y/I$$

Avec:

$$S = b*h = 0,2*4.5 \implies S = 0.9 \text{ m}^2$$

$$I = b*h^3/12 = 0,2*(4.5)^3/12 \quad I = 1.51 \text{ m}^4$$

$$y = L/2 = 4.5/2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{4502.40}{0.9} \right) + \frac{2903.18 * 2.25}{1.51}$$

$$\sigma_{max} = 9303.67$$

$$\sigma_{min} = \left(\frac{4502.40}{0.9} \right) - \frac{2903.18 * 2.25}{1.51}$$

$$\sigma_{min} = 701.65$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = (9303.67*4.5) / (701.65+9303.67)$$

$$L_c = 4.18 \text{ m}$$

- **Longueur tendue:**

$$L_t = L - L_c$$

$$L_t = 0.32 \text{ m}$$

$$d \leq \min (4.08/2; 2(4.18)/3) = \min (2.04 ; 1.39)$$

$$\text{Soit: } d = 1 \text{ m}$$

$$F = \sigma_{\min} * d * e/2 = 701.65 * 1 * 0.2/2 \text{ KN}$$

$$F = 70.16 \text{ KN}$$

- **Zone Nodale** = $L/10 = 4.5/10 = 0,45 \text{ m}$
- **Longueur Partielle de la Zone Courante** = $1 - 0,45 = 0,55 \text{ m}$.
- **Force Equilibrée par la longueur partielle de la zone courante:**

$$\frac{\sigma}{0.55} = \frac{\sigma_{\min}}{d} \implies \sigma = 385.90$$

$$F'' = (385.90 * 0.55) * \frac{0,2}{2} = 21.22 \text{ KN}$$

- **Force Equilibrée par la Zone Nodale:**

$$F' = F - F'' = 70.16 - 21.22 = 48.94 \text{ KN}$$

VI-4-3-1-Ferraillage:

- **Zone Nodale: Par symétrie:**

$$A_n \geq 2 * F' / \sigma_s$$

$$A_n \geq 2 * 48.94 * \frac{10^3}{400 * 10^2} = 2.44 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA l'espacement $\leq 15 \text{ cm}$

On adopte Soit 6T12 = $6.79 \text{ cm}^2 > 2.44 \text{ cm}^2/\text{Face}$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots 15 * 6 \text{ barres} = 90 \text{ cm}$$

- **la Zone Courante Partielle :**

$$A_{cp} \geq F'' / \sigma_s$$

$$A_{cp} \geq 21.22 * 10^3 / 400 * 10^2 = 0.53 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA l'espacement ≤ 30 cm

$$S = 55/n - 1 \leq 30 \quad 55 \leq 30(n-1)$$

$$55 \leq 30n - 30 \quad 30n \geq 85 \quad n \geq 85/30 = 3$$

Soit $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.53 \text{ cm}^2/\text{Face}$

$$S = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

• **Longueur de la Zone Courante Totale:**

$$450 - 2 \cdot 40 = 370 \text{ cm}$$

$$n = (370/27.5) + 1 = 14 \text{ barres / Face } A_c = 14T12 = 15.83 \text{ cm}^2/\text{ Face.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad 25 \cdot 14 = 350 \text{ cm}$$

❖ **Pourcentage min selon RPA:**

➤ En Zone Tendue:

$$F = \sigma_{\min} \cdot l_t \cdot e_p / 2 = 701.65 \cdot 0.32 \cdot 0.2 / 2 = 22.45 \text{ KN}$$

$$A_{\text{tot}} = F / 400 = 22.45 \cdot 10 / 400 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.2\% \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$0.56 \text{ cm}^2 < 4 \text{ cm}^2$ condition non vérifier

Donc on adopte $A_{\text{tot}} = 5.65 \text{ cm}^2 \implies 5HA12 (5.65 \text{ cm}^2)$

$A_{\text{tot}} = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.2\% \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2$ condition vérifier

➤ En zone courante égale :

$$A_{\text{tot}} = 15.83 \cdot 2 = 31.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.15\% \cdot 370 \cdot 20 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$31.66 \text{ cm}^2 > 11.1 \text{ cm}^2$$

❖ **Globalement dans la Section du Voile:**

$$A_{\text{tot}} = (6.79 \cdot 2) + (15.83 \cdot 2) = 45.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.15\% \cdot 370 \cdot 20 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$45.24 \text{ cm}^2 > 11.10 \text{ cm}^2$ condition vérifier

❖ **Armatures Horizontales:**

Espacement $S \leq \min (1.5e ; 30) \text{ cm} = \min (30 ; 30) \text{ cm}$

pour une nappe D'après le BAEL 91 :

$$A_h = A_v / 4 = 31.66 / 4 = 7.91 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0.15\% L * e = 13.5 \text{ cm}^2$$

Soit 13HA10 pour chaque nappe avec $S_t = 30 \text{ cm}$

❖ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

VI-4-3-Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calculé}} / b_0 * d$$

$$= (1.4 \times 743.76 * 10^3) / (3900 * 200) = 1.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.33 \text{ Mpa} \leq \tau = 5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VOILE $V_{2e=20}$

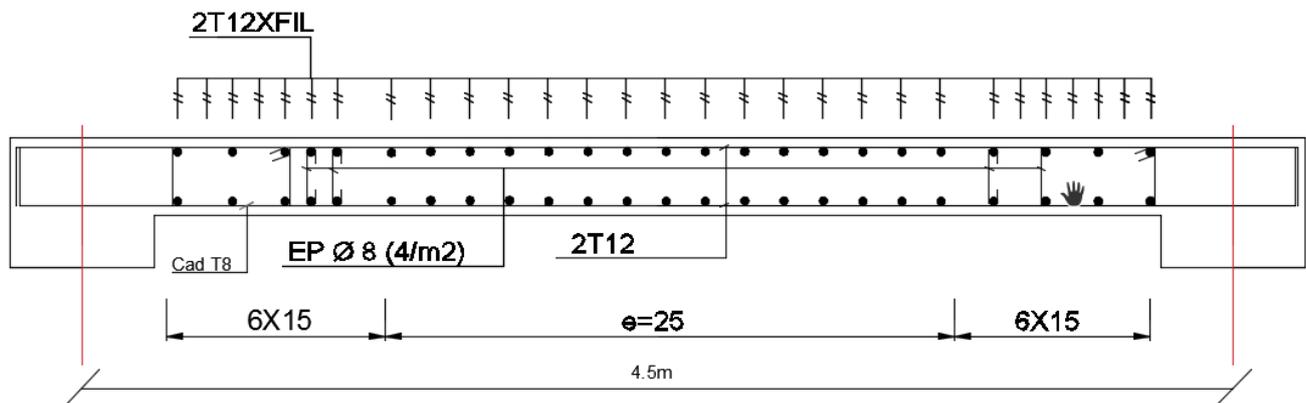


Figure VI.7: ferrailage du voile (RDC; 1^{er} et 2^{ème} étage).

VI-4-4-Calculs des voiles 3^{ème} jusqu'à 6^{ème} étage :❖ **ELA:**

G + Q + E_y:

➤ N = 3384.97 KN

$$\text{➤ } M = -775.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } T = 531.91 \text{ KN}$$

$$\sigma = N/S \pm M*y/I$$

Avec:

$$S = b*h = 0,2*4.5 \implies S = 0.9 \text{ m}^2$$

$$I = b*h^3/12 = 0,2*(4.5)^3/12 \quad I = 1.51 \text{ m}^4$$

$$y = L/2 = 4.5/2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{3384.97}{0.9} \right) + \frac{775.52 * 2.25}{1.51}$$

$$\sigma_{max} = 4916.65$$

$$\sigma_{min} = \left(\frac{3384.97}{0.9} \right) - \frac{775.52 * 2.25}{1.51}$$

$$\sigma_{min} = 2605.50$$

$$d \leq \min (he/2 ; 2Lc/3)$$

Lc: Longueur de la zone comprimée.

$$Lc = (4916.65*4.5)/(2605.50+4916.65)$$

$$Lc = 2.94 \text{ m}$$

- **Longueur tendue:**

$$L_t = L - L_c$$

$$L_t = 1.56 \text{ m}$$

$$d \leq \min (3.06/2; 2(2.94)/3) = \min (1.53 ; 1.96)$$

$$\text{Soit: } d = 1 \text{ m}$$

$$F = \sigma_{min} * d * e/2 = 2605.50 * 1 * 0,2/2$$

$$F = 260.55$$

- **Zone Nodale** = $L/10 = 4.5/10 = 0,45 \text{ m}$

- **Longueur Partielle de la Zone Courante** = $1 - 0,45 = 0,55 \text{ m}$.

- **Force Equilibrée par la longueur partielle de la zone courante:**

$$\frac{\sigma}{0.55} = \frac{\sigma_{min}}{d} \quad \sigma = 1433.02$$

$$F'' = (1433.02 * 0.55) * \frac{0,2}{2} = 78.81$$

- **Force Equilibrée par la Zone Nodale:**

$$F' = F - F'' = 260.55 - 78.81 = 181.74.$$

VI-4-4-1-Ferraillage:

- **Zone Nodale: Par symétrie**

$$A_n \geq 2 * F' / \sigma_s$$

$$A_n \geq 2 * 181.74 * \frac{10^3}{400 * 10^2} = 4.3 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA l'espacement ≤ 15 cm

On adopte Soit 6T12 = 6.79 cm² > 4.3 cm²/Face

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots 15 * 6 \text{ barres} = 90 \text{ cm}$$

- **la Zone Courante Partielle :**

$$A_{cp} \geq F'' / \sigma_s$$

$$A_{cp} \geq 78.81 * 10^3 / 400 * 10^2 = 1.97 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA l'espacement ≤ 30 cm

$$S = 55/n - 1 \leq 30 \quad 55 \leq 30(n-1)$$

$$55 \leq 30n - 30 \quad 30n \geq 85 \quad n \geq 85/30 = 3$$

Soit 3T12 = 3.39 cm² > 1.97 cm²/Face

$$S = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

- **Longueur de la Zone Courante Totale:**

$$450 - 2 * 40 = 370 \text{ cm}$$

$$n = (370/27.5) + 1 = 14 \text{ barres / Face} \quad A_c = 14T12 = 15.83 \text{ cm}^2 / \text{Face.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad 25 * 14 = 350 \text{ cm}$$

❖ **Pourcentage min selon RPA:**

➤ En Zone Tendue:

$$F = \sigma_{\min} \cdot l_t \cdot e_p / 2 = 2605.50 \cdot 1.56 \cdot 0.2 / 2 = 406.45 \text{ KN}$$

$$A_{\text{tot}} = F / 400 = 406.45 \cdot 10 / 400 = 10.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.2\% \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2$$

10.16 cm² > 4 cm².....condition vérifier

On adopte 9HA12 (10.18 cm²)

➤ En zone courante égale :

$$A_{\text{tot}} = 15.83 \cdot 2 = 31.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.15\% \cdot 370 \cdot 20 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$31.66 \text{ cm}^2 > 11.1 \text{ cm}^2$$

❖ **Globalement dans la Section du Voile :**

$$A_{\text{tot}} = (10.18 \cdot 2) + (15.83 \cdot 2) = 52.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.15\% \cdot 450 \cdot 20 = 13.5 \text{ cm}^2$$

52.02 cm² > 13.5 cm².....condition vérifier

❖ **Armatures Horizontales:**

$$\text{Espacement } S \leq \min (1.5e ; 30) \text{ cm} = \min (30 ; 30) \text{ cm}$$

pour une nappe D'après le BAEL 91 :

$$A_h = A_v / 4 = 31.66 / 4 = 7.91 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0.15\% \cdot L \cdot e = 13.5 \text{ cm}^2$$

Soit 13HA10 pour chaque nappe avec S_t = 30 cm

❖ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

VI-4-4-2-Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.4 T_{calculé} / b_0 * d$$

$$= (1.4 \times 531.91 * 10^3) / (4500 * 200) = 0.82 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ Mpa} \leq \tau = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VOILE V2e=20

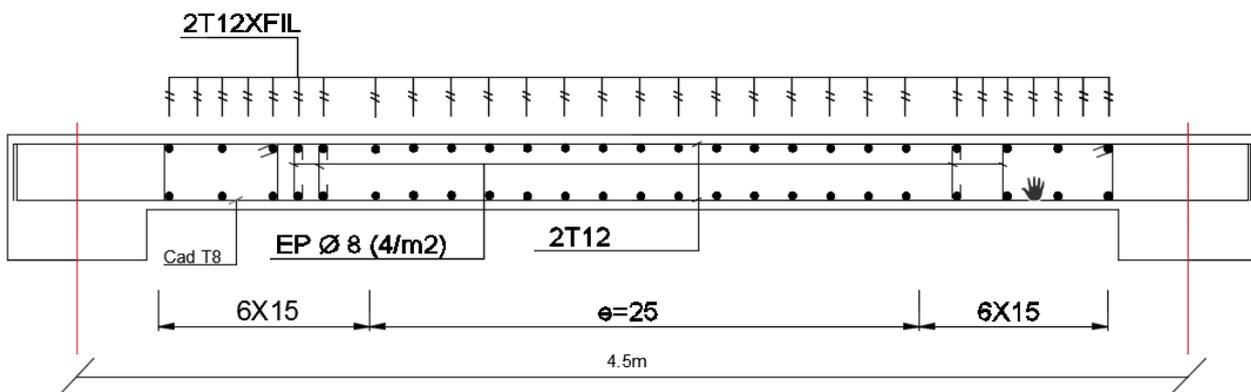


Figure VI .8: ferrailage du voile (3^{ème} jusqu'a 6^{ème} étage).

VI-4-5- Calculs des voile 7^{ème} jusqu'à 9^{ème} étage :

➤ ELA:

G +Q+ Ey:

➤ $N = -1830.58 \text{ KN}$

➤ $M = -544.32 \text{ KN.m}$

➤ $T = -291.16 \text{ KN}$

$$\sigma = N/S \pm M*y/I$$

Avec:

$$S = b*h = 0,2*4.5 \implies S = 0.9 \text{ m}$$

$$I = b*h^3/12 = 0,2*(4.5)^3/12 \quad I = 1.51 \text{ m}^4$$

$$y = L/2 = 4.5/2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{1830.58}{0.9} \right) + \frac{544.32 * 2.25}{1.51}$$

$$\sigma_{max} = 2845.05$$

$$\sigma_{min} = \left(\frac{1830.58}{0.9} \right) - \frac{544.32 * 2.25}{1.51}$$

$$\sigma_{min} = 1222.90$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3)$$

L_c: Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = (2845.05 * 4.5) / (1222.90 + 2845.05)$$

$$L_c = 3.14 \text{ m}$$

- **Longueur tendue:**

$$L_t = L - L_c$$

$$L_t = 1.36 \text{ m}$$

$$d \leq \min (3.06/2 ; 2(3.14)/3) = \min (1.53 ; 2.09)$$

Soit: d = 1 m

$$F = \sigma_{min} * d * e/2 = 1222.90 * 1 * 0.2/2$$

$$F = 122.29$$

- **Zone Nodale** = L/10 = 4.5/10 = 0,45 m
- **Longueur Partielle de la Zone Courante** = 1-0,45 = 0,55 m.
- **Force Equilibrée par la longueur partielle de la zone courante:**

$$\frac{\sigma}{0.55} = \frac{\sigma_{min}}{d} \implies \sigma = 672.59$$

$$F'' = (672.59 * 0.55) * \frac{0.2}{2} = 37$$

- **Force Equilibrée par la Zone Nodale:**

$$F' = F - F'' = 122.29 - 37 = 85.29$$

VI-4-5-1-Ferraillage:

➤ **Zone Nodale: Par symétrie:**

$$A_n \geq 2 * F' / \sigma_s$$

$$A_n \geq 2 * 85.29 * \frac{10^3}{400 * 10^2} = 4.26 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA l'espacement ≤ 15 cm

On adopte Soit $6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 4.26 \text{ cm}^2/\text{Face}$

$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots 15 * 6 \text{ barres} = 90 \text{ cm}$

➤ **la Zone Courante Partielle :**

$$A_{cp} \geq F''/\sigma_s$$

$$A_{cp} \geq 37 * 10^3 / 400 * 10^2 = 0.92 \text{ cm}^2$$

-Selon le RPA l'espacement ≤ 30 cm

$$S = 55/n - 1 \leq 30 \quad 55 \leq 30(n-1)$$

$$55 \leq 30n - 30 \quad 30n \geq 85 \quad n \geq 85/30 = 3$$

Soit $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.92 \text{ cm}^2/\text{Face}$

$$S = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

• **Longueur de la Zone Courante Totale:**

$$450 - 2 * 40 = 370 \text{ cm}$$

$$n = (370/27.5) + 1 = 14 \text{ barres / Face } A_c = 14T12 = 15.83 \text{ cm}^2/\text{Face.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad 25 * 14 = 350 \text{ cm}$$

❖ **Pourcentage min selon RPA:**

➤ En Zone Tendue:

$$F = \sigma_{\min} * l_t * e_p / 2 = 1222.90 * 1.36 * 0.2 / 2 = 166.31 \text{ KN}$$

$$A_{\text{tot}} = F / 400 = 166.31 * 10 / 400 = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,2\% * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$4.15 \text{ cm}^2 > 4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifier

On adopte 5HA12 (5.65 cm^2)

➤ En zone courante égale :

$$A_{\text{tot}} = 15.83 * 2 = 31.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.15\% * 370 * 20 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$31.66 \text{ cm}^2 > 11.1 \text{ cm}^2$$

❖ **Globalement dans la Section du Voile:**

$$A_{\text{tot}} = (5.65 \times 2) + (15.83 \times 2) = 42.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,15\% \times 450 \times 20 = 13.5 \text{ cm}^2$$

42.96 cm² > 13.5 cm²..... condition vérifier

❖ **Armatures Horizontales:**

$$\text{Espacement } S \leq \min(1,5e ; 30)\text{cm} = \min(30 ; 30) \text{ cm}$$

Armature horizontale :

pour une nappe D'après le BAEL 91 :

$$A_h = A_v / 4 = 31.66 / 4 = 7.91 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0.15\% \times L \times e = 13.5 \text{ cm}^2$$

Soit 13HA10 pour chaque nappe avec $S_t = 30 \text{ cm}$

❖ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'arm atures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

VI-4-5-2-Vérification de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calculé}} / b_0 \times d$$

$$= (1.4 \times 291.16 \times 10^3) / (4500 \times 200) = 0.45 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ Mpa} \leq \tau = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VOILE V2e=20

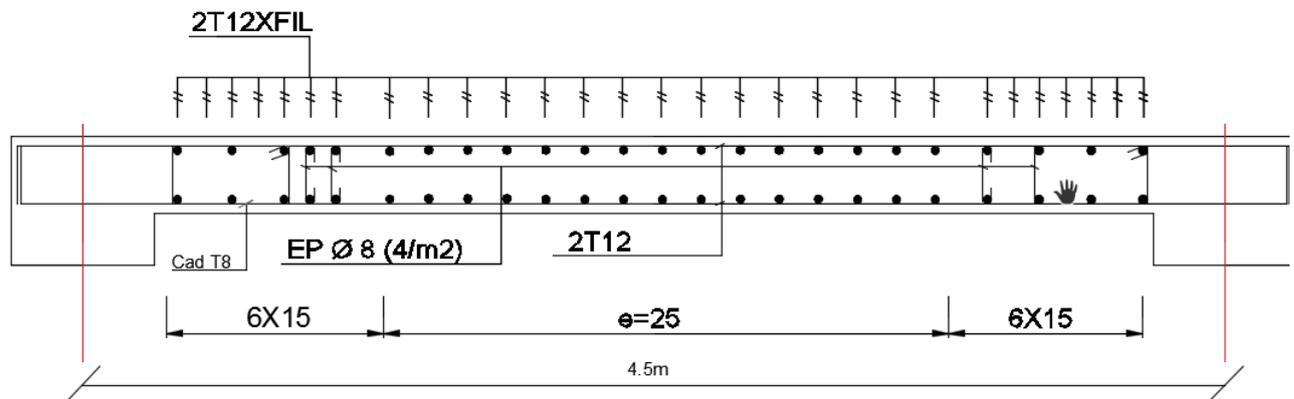
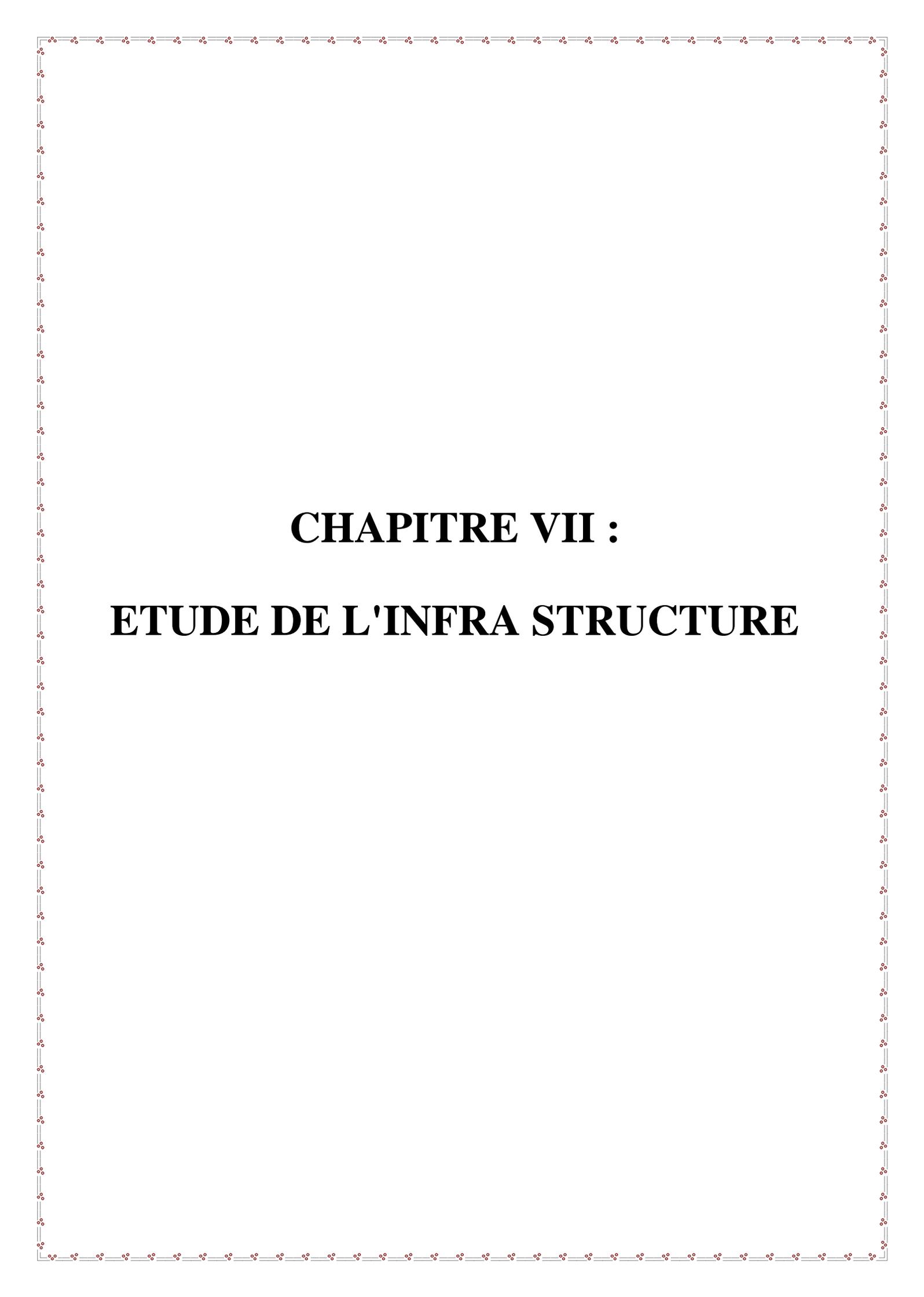


Figure VI .9: ferrailage du voile (7^{ème} jusqu'a 9^{ème} étage).

VI-5-Conclusion :

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.



CHAPITRE VII :
ETUDE DE L'INFRA STRUCTURE

VII-ETUDE DE L'INFRA STRUCTURE :**VII-1-Introduction :**

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VII-2- Calcul du voile périphérique :

Selon le RPA 99 V 2003, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, doit satisfaire aux conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir 2 nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0,1% dans les 2 sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VII-2-1-Dimensionnement du voile :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 3.73 \text{ m} \\ L = 4.25 \text{ m} \\ e = 25\text{cm} \geq e_{\min} = 15\text{cm} \text{ (article 10.1.2 du RPA99 V 2003)} \end{array} \right.$$

VII-2-2- Caractéristique du sol :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 14 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Angle de frottement : } \nu = 30^\circ = 0.523599 \text{ radian} \\ \text{Cohésion du sol : } c = 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

VII-2-3- Evaluation des charges et surcharges : Le voile périphérique est soumis à :➤ **Poussée des terres :**

$$\sigma(G) = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma(G) = 14 \times 3.73 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0.523599}{2} \right) - 2 \times 5 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0.523599}{2} \right)$$

$$\sigma(G) = 11.60 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharges accidentelles :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

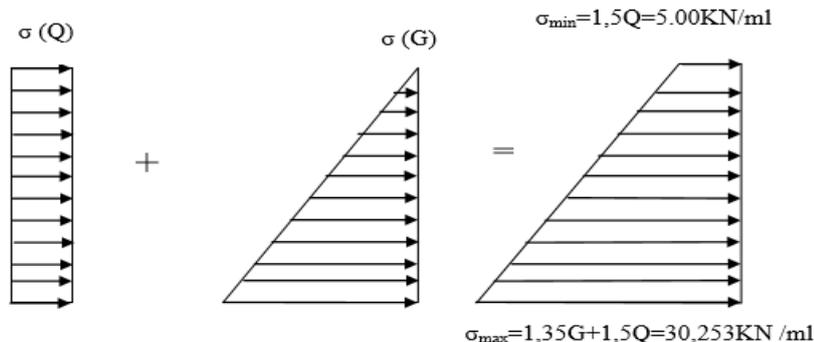
$$\sigma(Q) = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma(Q) = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0.523599}{2} \right)$$

$$\sigma(Q) = 3.33$$

VII-2-4- Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

❖ **A l'ELU :****Répartitions des contraintes sur le voile périphérique**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 30.253 + 5}{4}$$

$$\sigma_{moy} = 23.94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ m} = 23.94 \text{ KN/m}$$

On se contentera de ferrailer le panneau le plus défavorable :

$$\begin{cases} L_x = 3.73 \text{ m} \\ L_y = 4.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = L_x / L_y$$

$$\alpha = 3.73 / 4.25 = 0.87 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \Rightarrow \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y \Rightarrow \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = 0.0486 \times 3.73^2 \times 23.94 = 16.18 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 16.18 \times 0.7244 = 11.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} \Rightarrow \\ M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} \Rightarrow \end{cases} \begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 16.18 = 12.13 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 11.72 = 8.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.5 \times M_{ox} \\ M_{ay} = -0.5 \times M_{oy} \end{cases} \begin{cases} M_{ax} = -0.5 \times 16.18 = -8.09 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 \times 11.72 = -5.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le pourcentage minimum des armatures exigé par le RPA est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical) : $A_{min} = 0,1\% \times b \times$

- $A_{min} = 0,1\% \times 25 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2$

❖ **Tableau récapitulatif des résultats de ferrillages :**

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	μ	α	A(cm ²)	Amin(cm ²)	A abpt (cm ²)
Travée	x-x	12.13	0.0176	0.0223	1.59	2.5	6HA12=6.79
	Y-Y	8.79	0.0128	0.0161	1.15	2.5	6HA12=6.79
Appui		8.09	0.0117	0.0148	1.062	2.5	6HA12=5.65

❖ **Espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sensxx : } St \leq \min (2 \cdot e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad St = 20 \text{ cm} \\ \text{sensyy : } St \leq \min (2 \cdot e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad St = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VII-2-5-Vérifications a' L'ELU:

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.87 > 0.4 \quad e \geq 12 \text{ cm}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour } Fe400$$

$$Ax \text{ min} = (\rho_0/2) \cdot (3 - \rho) \times b \times e$$

$$Ax \text{ min} = (0.0008/2) \cdot (3 - 0.87) \cdot 100 \cdot 25$$

$$Ax \text{ min} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$Ay \text{ min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$Ay \text{ min} = 0.0008 \cdot 100 \cdot 25$$

$$Ay \text{ min} = 2 \text{ cm}^2$$

$$At > Amin \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$Aa > Amin \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

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

On doit vérifier que :

Vérification de la Contrainte Tangentielle: Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \tau' = \min(0,15 * f_{c25} / 1.5 ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_{ux} = \left(qu \times \frac{Lx}{2} \right) \times \left(\frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} \right) = \left(23.94 \times \frac{3.73}{2} \right) \times \left(\frac{4.25^4}{3.73^4 + 4.25^4} \right) = 28.02 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \left(qu \times \frac{Ly}{2} \right) \times \left(\frac{Lx^4}{Lx^4 + Ly^4} \right) = \left(23.94 \times \frac{4.25}{2} \right) \times \left(\frac{3.73^4}{3.73^4 + 4.25^4} \right) = 18.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{28.02 * 10^{-3}}{1 * 0.23} = 0.121 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.121 \text{ MPA} < \tau' = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII-2-6-Vérifications a' L'ELS:

$$\sigma_{\max} = 1 \times \sigma(G) = 11.60 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times \sigma(Q) = 3,333 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \sigma_{\max} + \sigma_{\min} = 11.60 + 3,333 = 14.93 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 3.73 / 4.25 = 0,87 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times Lx^2 \times q_s \Rightarrow \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y \Rightarrow \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = 0,0556 \times 3.73^2 \times 14.93 = 11.54 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 11.54 \times 0.8074 = 9.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} \Rightarrow \\ M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} \Rightarrow \end{cases} \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times 11.54 = 8.65 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times 9.32 = 6.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,5 \times M_{ox} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_{oy} \end{cases} \begin{cases} M_{ax} = -0,5 \times 11.54 = -5.77 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 \times 9.32 = -4.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} \times y) / I$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{st} = 15 \sigma_{bc} * \frac{d-y}{y} = \sigma'_{st} = \min \left(\left(\frac{2}{3} \right) f_e; 110 * \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1.6$

- **Calcul de y :** $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

- **Calcul de I :** $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

➤ **Contraintes dans le béton :**

$$Y = 12.01 \text{ cm}$$

$$I = 110125.44 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1.51 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

➤ **Contraintes dans l'acier:**

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{\sigma_{bc}(d - y)}{y}$$

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{15(230 - 61.6)}{61.6}$$

$$= 205.89 \text{ Mpa} > \sigma_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} > \sigma'_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{13.92 \cdot 10^3}{1000 \cdot 230^2 \cdot 201.63} = 1.30 \cdot 10^{-6}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha=0.31$

$A_{st} = 6.67 \text{ cm}^2$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

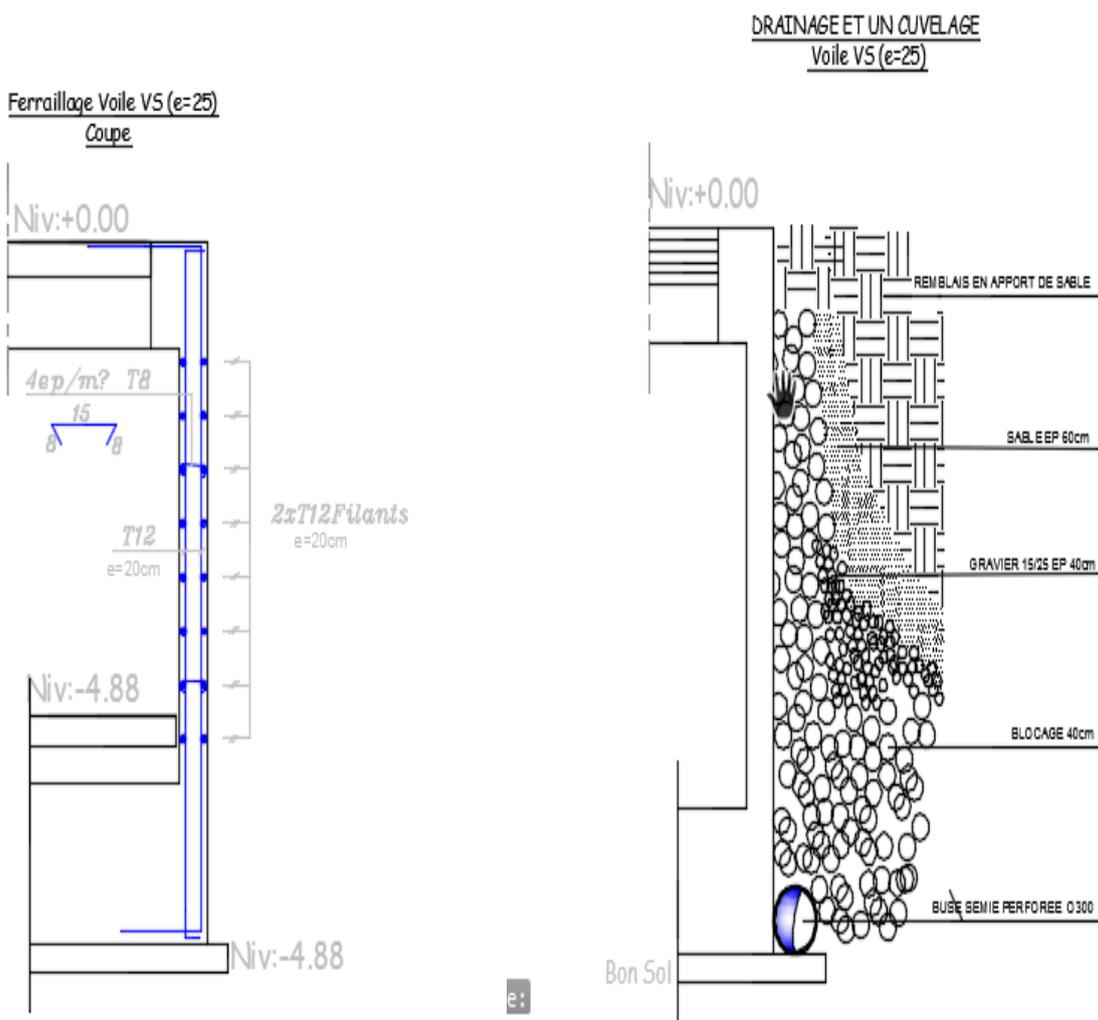


Figure VII.1 : Ferrailage du voile périphérique

VII-3-ÉTUDE DE FONDATION:**VII-3-1-Introduction :**

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII-3-2-Classifications des Fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

1. Fondations Superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

2. Fondations Profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes).
- fondations sur pieux (profondes).

3. Fondations Spéciales :

- fondation avec sous pression d'eau.
- fondation en terrain instable.
- fondation anti-vibratile.

VII-3-3-Choix de Type de Fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en structure mixte (voiles et portiques), avec un taux de travail admissible du sol d'assise qu'est égale à 2 bars, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous voiles et semelles filantes sous poteaux).
- Un radier général.

VII-3-4-CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage

-la portance du sol

-l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées

-filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$N/S \leq \sigma_{sol} \iff S \geq N/\sigma_{sol}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N: calculé par la combinaison ELS

VII-3-4-1-SEMELLES ISOLÉES :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport :

$$a \text{ sur } b : a/b = A/B$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B$ $S=A^2$

A est déterminé par :

$$S \geq N / \sigma_{sol} \text{ d'où } S = [N / \sigma_{sol}]$$

Avec :

$$B = A = S$$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

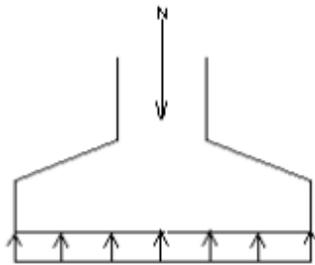


Figure VII.2 : semelle isolée

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum

$$N_{ser}(\text{sous sol}) = 1884.38 \text{ kn}$$

$$S = 1884.38 / 200 = 9.42 \text{ m}^2 \quad A = B = \sqrt{9.42} = 3.07 \text{ m.}$$

$$L_{\min} = 3.9 \text{ m}$$

❖ **Conclusion :**

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent nous essayons avec les semelles filantes.

VII-3-4-2-SEMELLES FILANTES :

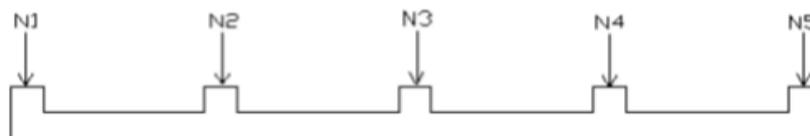


Figure.Semelle filante

Figure VII.3 : semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

La surface des semelles filantes (S_s) doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$S_s/S_b > 50\% \dots\dots\dots S_s = (31.5 + 0.55) * (12.60 + 0.55) = 421.45 \text{ m}^2$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ (kn/m}^2 \text{)},$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$$

Tel que de chaque fil de poteaux et voiles

$$N = N_i$$

$$S = B * L$$

B : largeur de la semelle

L : longueur de la file considère

Donc il résulte

$$B \geq \frac{N}{L * \sigma_{sol}}$$

❖ **Calcul des surfaces revenant aux semelles :**

On a calculé les surfaces des semelles et les charges appropriées, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

fil	N(kn)	L(m)	$\sigma_{sol}(kn/m^2)$	B (m)
1	10276.53	12.6	200	2
2	11947.96	12.6	200	1.74
3	9277.6	12.6	200	2.21
4	11252.12	12.6	200	2.33
Somme	42754.21			

Tableau VII.1 : Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y

$$N = \sum Ni = 42754.21 \text{ KN}$$

$$S_s = N / \sigma_{sol} = 42754.21 / 200$$

$$S_s = 213.77 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} = 213.77 / 421.45 = 0.51$$

$$S_s / S_b = 51\% > 50\%$$

❖ **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; Donc on a choisi le radier général. Ce mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser

VII-3-4-3-Radier général :

Un radier est une dalle pleine, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sous toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- Augmentation de la stabilité de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution.

❖ Détermination de l'épaisseur du radier :

Au niveau de la dalle du radier

$$er \geq \frac{L_{max}}{20} =$$

L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux

$$L_{max} = 480 - 55 = 425 \text{ cm}$$

$$er = 425 / 20 = 21.5 \text{ cm}$$

$$er \geq 21.5 \text{ cm}$$

On opte pour $er = 25 \text{ cm}$

Au niveau des nervures

$$\frac{L_{max}}{7} \geq h_n \geq \frac{L_{max}}{9}$$

$$425/7 \geq h_n \geq 425/9 \dots\dots\dots 61.42 \geq h_n \geq 47.77$$

$$h_n = 55$$

Condition de la longueur élastique :

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{max} = 4,3 \text{ m}$).

E : Module d'élasticité du béton $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen

($K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);) d'où ;

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L \max}{E\pi^4}}$$

$$h_r > 0.59 \text{ m}$$

$$h_t = 60 \text{ cm}$$

❖ **vérification en poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045.U_c.h.f_c(28/\gamma_b) \dots\dots\dots \text{B.A.E.L91}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité à l'ELU $\Rightarrow N_u = 2589.81 \text{ KN}$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2(A+B) \Rightarrow \begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \quad a = 55 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm}$$

h : épaisseur de radier

$$2589.81 \leq 0.045 * 2 * (550 + 550 + 2h) * h * 25/2$$

$$2589.81 \leq 1500 * h + 3h^2$$

$$3h^2 + 1650h - 2589810 \geq 0$$

En trouve : $h \geq 69.39 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend : $h = 80 \text{ cm}$

Alors on opte pour une hauteur du nervure $h_{\text{nervuré}} = 80 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 40 cm pour la dalle du radier.

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées si avant est : $h = 80 \text{ cm}$

$$0,30 h < b < 0,5h \quad \text{donc} \quad 18 \text{ cm} < b < 30 \text{ cm}$$

Donc ; on adopte largeur de nervure: $b = 55 \text{ cm}$

❖ **La surface du radier :**

La surface de bâtiment: $L_x = 32.05 \text{ m}$, $L_y = 13.15 \text{ m}$

$$S_{\text{bât}} = 32.05 \times 13.15 = 421.45 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier:

$$S_r \geq N / \sigma_{sol}$$

On prend: $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$N_s = N_{stot} + P_r + P_{REMB} + P_{dalle.f} + Q_s + P_{nervur}$$

N_{stot} : effort normal de la superstructure à l'ELS qui égale à : 64637,11 KN

P_r : poids estime du radier égale à : $421.45 \times 25 \times 0,25 = 4214.5 \text{ KN}$

P_{REMB} : poids estime du remblai égale à : $421.45 \times 14 \times 0.45 = 2655.13 \text{ KN}$

$P_{dalle.f}$: le poids de la dalle flottante égale à : $421.45 \times 25 \times 0,12 = 1264.35 \text{ KN}$

Charge de exploitation égale a : $2.5 \times 421.45 = 1053.63$

Poids des nerveux égale a : $25 \times 0.8 \times 0.55 \times ((4.8 + 3.9 + 3.9) \times 8 + (3.95 \times 7) \times 4) = 5228.3$

$$N_s = 64637.11 + 4214.5 + 2655.13 + 1264.35 + 1053.63 + 5228.3 = 79053.02 \text{ KN}$$

$$S_r \geq 79053.02 / 200 = 395.26 \text{ m}^2$$

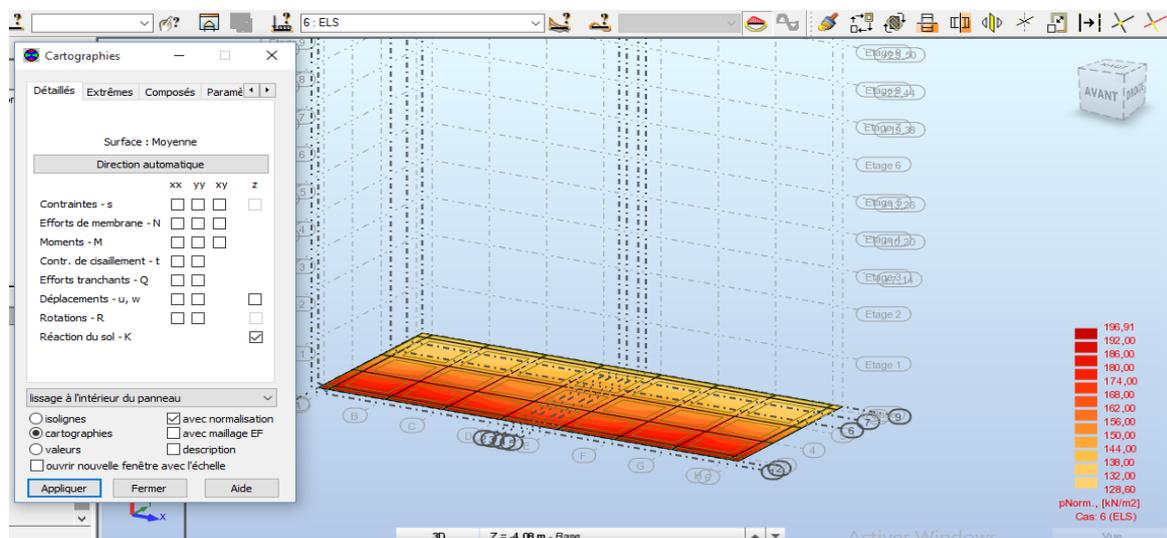
$S_{bat} = 421.45 \text{ m}^2 > S_r = 395.26 \text{ m}^2 \Rightarrow$ donc pas de débord.

On prend: $S_r = S_{bat} = 421.45 \text{ m}^2$

❖ **Vérification de la contrainte du sol :**

A tout point du radier la contrainte à ELS doit être inférieure à la capacité du sol:

$$\sigma_{ELS} \leq \sigma_{sol}$$



Avec:

σ_{sol} : La capacité portante du sol.

σ_{ELS} : La contrainte sous radier à L'ELS.

D'après le logiciel Robot on a obtenu les résultats suivants:

On remarque que la contrainte sous radier est inférieure à la contrainte admissible.

$196.915 \text{ (KN/m}^2\text{)} < 200 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

Donc \longrightarrow on peut passer au ferrailage du radier

VII-3-4-4-ferrailage du radier générale :

❖ ferrailage du radier nervure :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.. On fait le calcul pour une bande de 1m

❖ Ferrailage à L'ELU :

Le ferrailage du radier et fait en flexion simple par le moment des deux directions M_x-x et M_y-y . Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1 \text{ m}$.

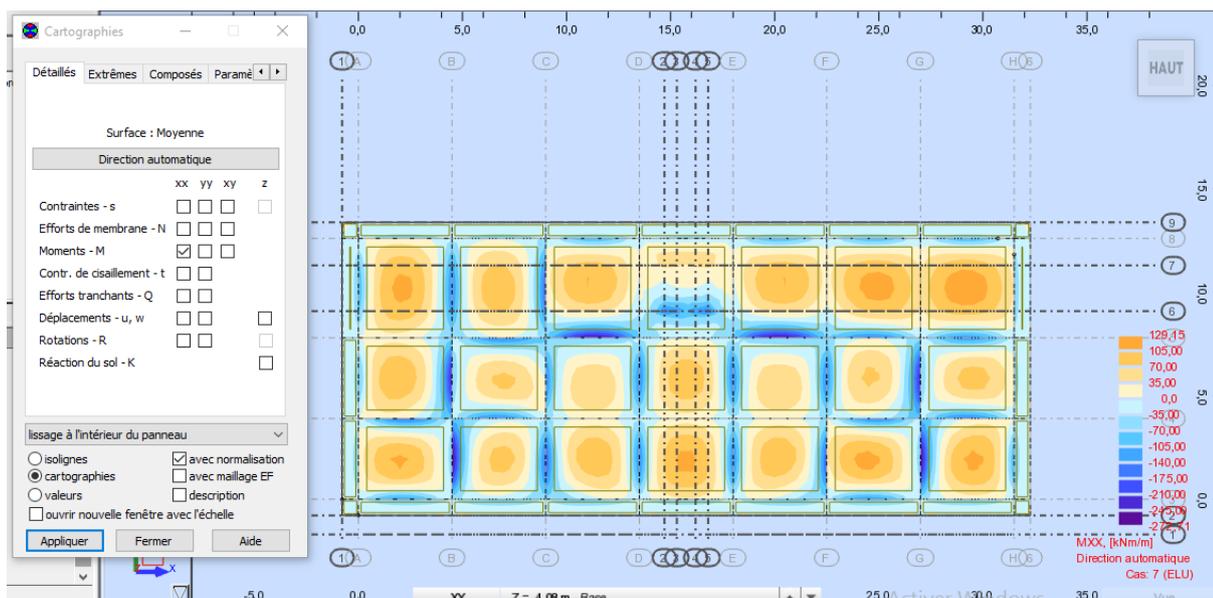


Figure VII .4 : Sollicitations du radier selon M_x-x à L'ELU

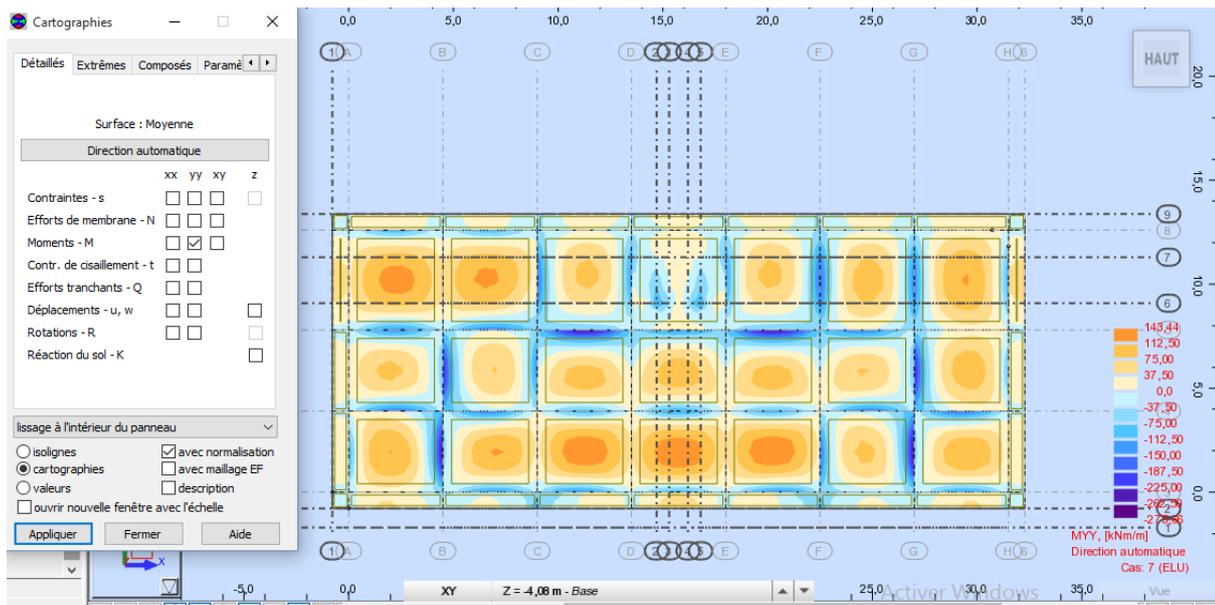


Figure VII.5 : Sollicitations du radier selon My-y à L'ELU

Le panneau préféré le plus sollicité est :

$L_x = 4.5 \text{ m}$

$L_y = 4.8 \text{ m}$

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Sens	position	M(KN.m)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	As calculé (cm ²)/ml	As adoptée (cm ²)/ml
X-X	Travée	129.15	100	40	5	11.03	8HA14=12.32cm ²
	Appuis	-133.46	100	40	5	11.41	8HA14=12.32cm ²
Y-Y	Travée	115.51	100	40	5	9.81	9HA12=10.18cm ²
	Appuis	-150.15	100	40	5	12.91	9HA14=13.85cm ²

❖ Condition de non Fragilité:

$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 0,23 * 100 * 37 * (2,1 / 400) = 4.46 \text{ cm}^2$

$A_s = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

❖ L'espacement :

➤ Sens x-x :

- En travée:

$St = 100 / 7 = 15 \text{ cm} < \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{O.K}$

- En appuis:

$$St = 100/7 = 15 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{O.K}$$

➤ **Sens y-y :**

- En travée:

$$St = 100/8 = 13 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{O.K}$$

- En appuis:

$$St = 100/8 = 13\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{O.K}$$

❖ **Vérification de la Contrainte Tangentielle:**

➤ **Sens x-x :**

Puisque le fissuration est considéré comme peu préjudiciable.

Puisque le fissuration est considéré comme peu préjudiciable. $T_u = 247.17 \text{ kn}$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 35 \text{ cm}$

$$\tau = T_u/b*d$$

$$\tau = 7.062 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,2 * f_c / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau' = 3,3 \text{ Mpa} = 33 \text{ kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

➤ **Sens y-y :**

Puisque le fissuration est considéré comme peu préjudiciable.

$$\tau = T_u/b * d$$

$$\tau = 6.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau' = \min(0,2 * f_c / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau' = 3,3 \text{ Mpa} = 33 \text{ kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 2020 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms(KN.m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
X-X	travée	93.74	5.7	200	15	202	vérifier.
	appuis	-98.88	6	200	15	202	vérifier.
Y-Y	travée	84.74	5.2	182.8	15	202	vérifier.
	appuis	-109.05	6.6	201	15	202	vérifier.

-COUPE A-A sur dalle radier sens xx (ferraillage)-

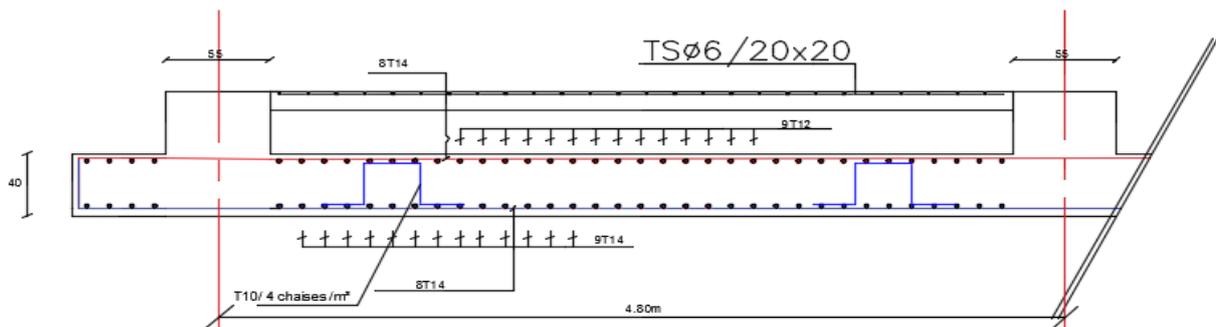


Figure VII .6 : ferraillage de la dalle radier sens x-x

-COUPE sur dalle radier sens yy (ferraillage)-

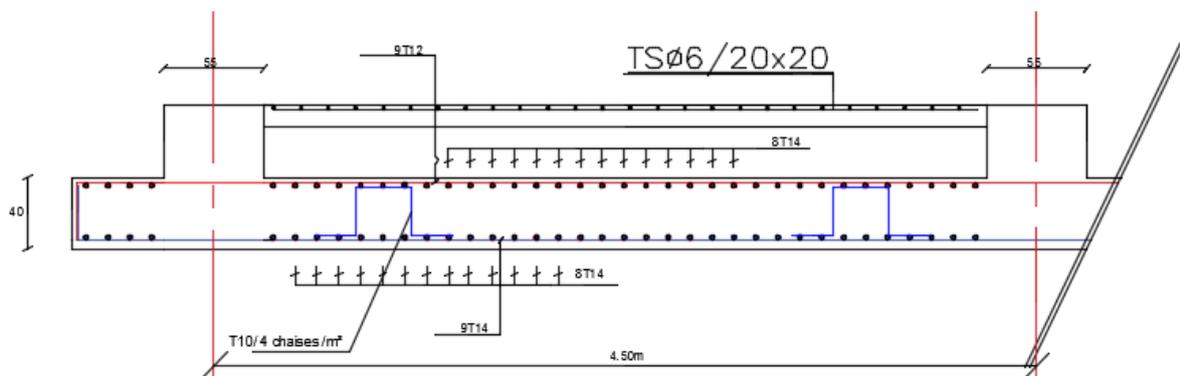


Figure VII .7 : ferraillage de la dalle radier sens y-y

❖ Calcule ferrailage les nervure le sense x-x :

le cas	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	AS(cm ²)	A adp (cm ²)	Armatures adp
ELU	55*80	En travee	981.82	43.2	41.22	8HA20+8HA16
		Appuis	-482.23	19.6	20.69	4HA20+4HA16

❖ Calcule ferrailage les nervure le sense y-y

le cas	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	AS(cm ²)	A adp (cm ²)	Armatures adp
ELU	55*80	En travee	841.73	34.6	34.95	6HA20+8HA16
		Appuis	-636.88	26.5	26.89	6HA20+4HA16

❖ Condition de non Fragilité:

$$A_{min} = 0,23 * b * d * (f_{t28} / f_e) = 0,23 * 50 * 67 * (2,1 / 400) = 4.04 \text{ cm}^2$$

$A_s = 20.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.04 \text{ cm}^2$condition vérifier

❖ Vérification à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \text{ MPa} \right\} = 2020 \text{ kg / cm}^2 \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

les nervure le sens x-x

	Ms (KN.m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observé
En travee	714.55	11.7	201.6	15	202	vérifier.
Appuis	-352.14	5.8	99.4	15	202	vérifier.

les nervure le sens y-y

	Ms (KN.m)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observé
En travee	615.74	10.1	173.9	15	202	vérifier.
Appuis	-466.42	7.7	131.7	15	202	vérifier.

❖ **Vérification de la Contrainte Tangentielle:**

➤ **Sens x-x :**

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable. $T_u = 919.75 \text{ kn}$ $b = 55 \text{ cm}$

$d = 75 \text{ cm}$

$\tau = T_u / b * d$

$\tau = 22.29 \text{ kg/cm}^2$

$\tau' = \min(0,15 * f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$\tau' = 3,3 \text{ Mpa} = 25 \text{ kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Sens y-y :**

Puisque le fissuration est considéré comme préjudiciable. $T_u = 895.64 \text{ kn}$ $b = 55 \text{ cm}$

$d = 75 \text{ cm}$

$\tau = T_u / b * d$

$\tau = 21.71 \text{ kg/cm}^2$

$\tau' = \min(0,15 * f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$\tau' = 3,3 \text{ Mpa} = 25 \text{ kgf/cm}^2 \quad \tau < \tau' \dots\dots\dots \text{C.V.}$

❖ **Calcule d'armature de peau : (BAEL .83)**

$H > 2(h - f_e / 2) \dots\dots\dots H > 2.6 \text{ m}$

$A_{\text{peau}} > 3(2b + 2H)$

$A_{\text{peau}} > 3(2 * 0.55 + 2 * 0.8) \dots\dots\dots A_{\text{peau}} > 18 \text{ cm}$

On adopte 2HA12

❖ **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre : On a $t < \min (h/35 ; b/10 ; 16)$
 $t < \min (800/35 ; 550/10 ; 16) = 16 \text{ mm}$

On prend : 10mm

❖ **Vérification de St:**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (60.3; 19. \text{ cm}).$$

$$St \leq 40 \text{ cm}$$

$$St = 35 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification selon RPA:**➤ **Zone Nodale:**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi_{cm}) = \min (17.5; 19.2\text{cm})$$

$$St \leq 17.5$$

$$St = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Zone Courante:**

$$St \leq h/2$$

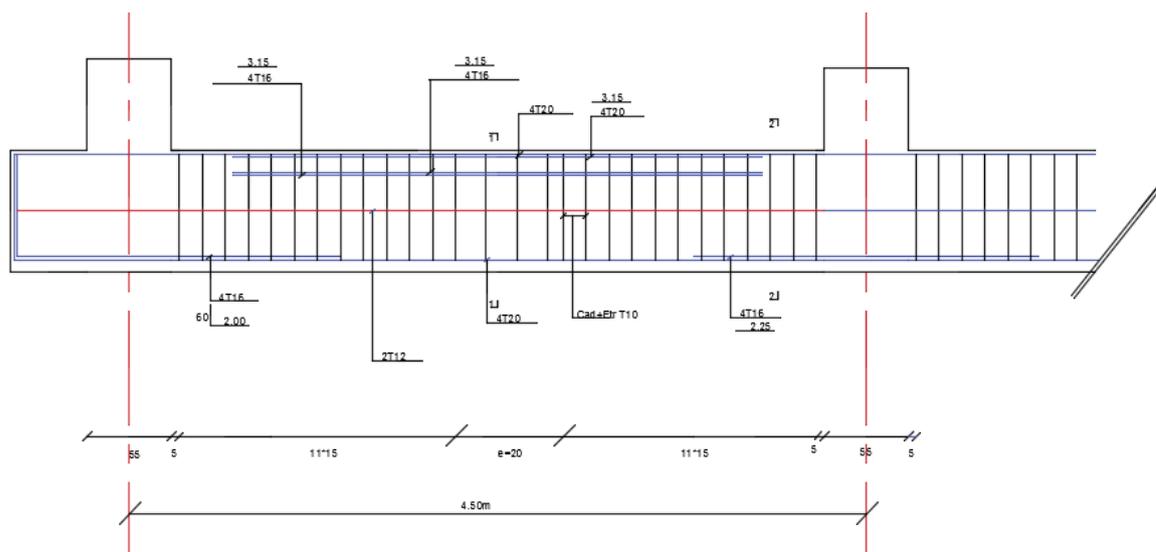
$$St \leq 80/2 = 40 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

➤ **Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : 40 Ø

$$\text{Donc } L = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$$



-COUPE EN APPUI-

-COUPE EN TAVÉE -

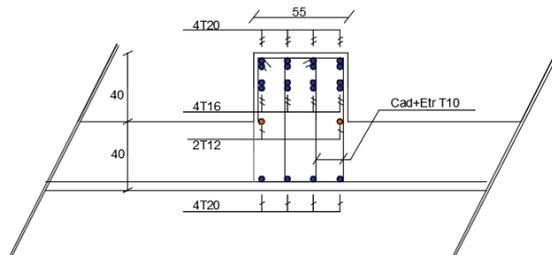
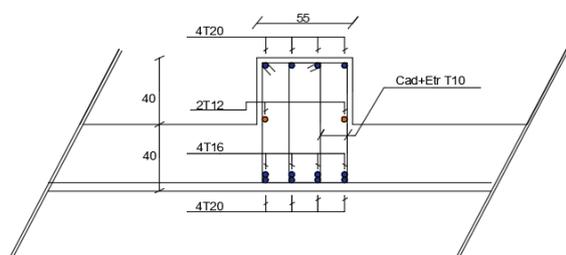


Figure VII .8 : ferrailage de la nervure sens x-x

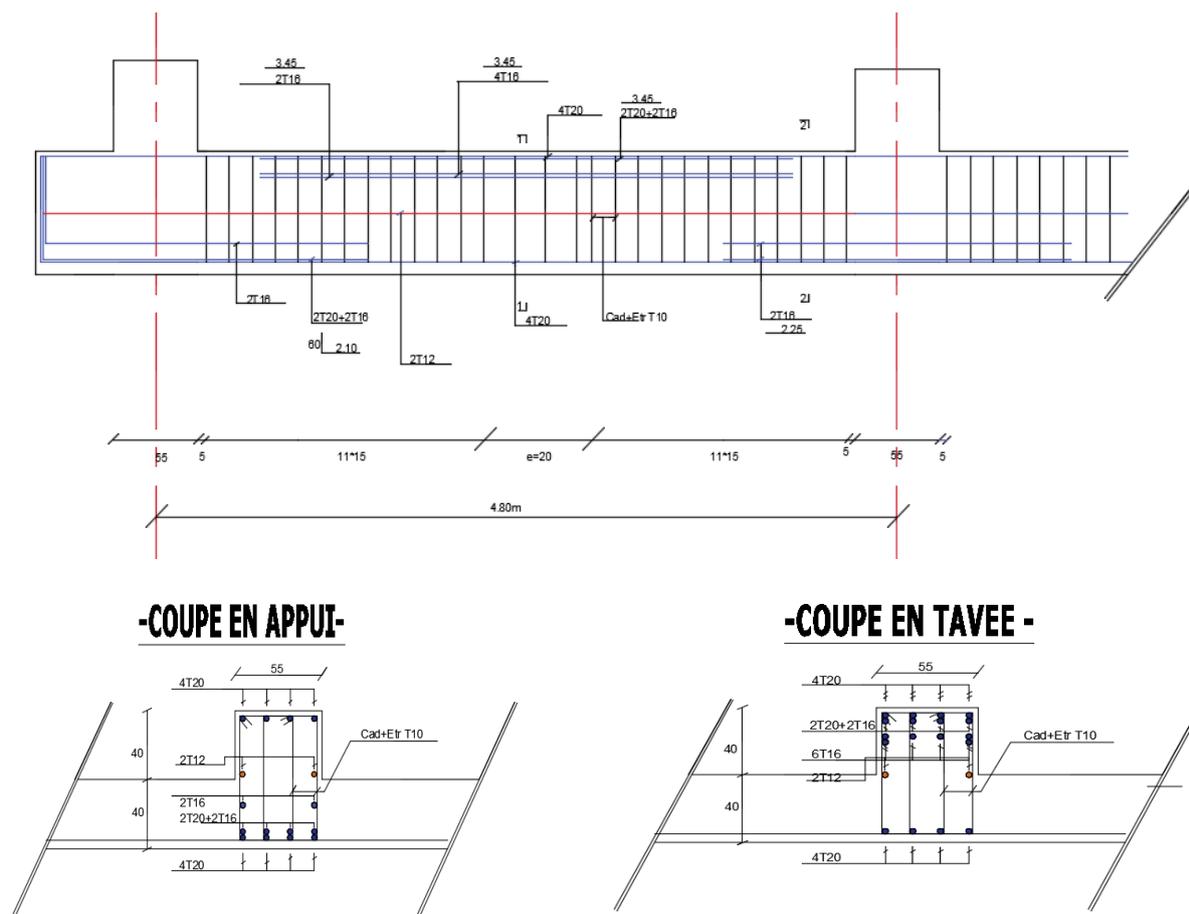


Figure VII .9 : ferrailage de la nervure sens y-y

❖ **Dalle flottante :**

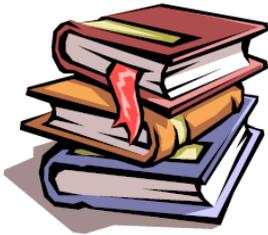
La dalle flottante repose uniquement sur le sol, elle n'est pas liée avec les longrines on adopte un dalle de épaisseur 15 cm comportant des armatures en TS 6X200X200.

Conclusion générale :

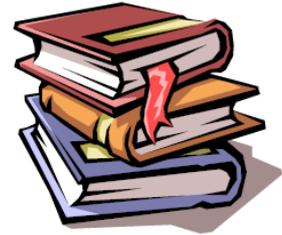
Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures mixte

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début de 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 temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « Robot2017 et auto CAD » lui mêmes.



Bibliographie



REGLEMENT :

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

LIVRES :

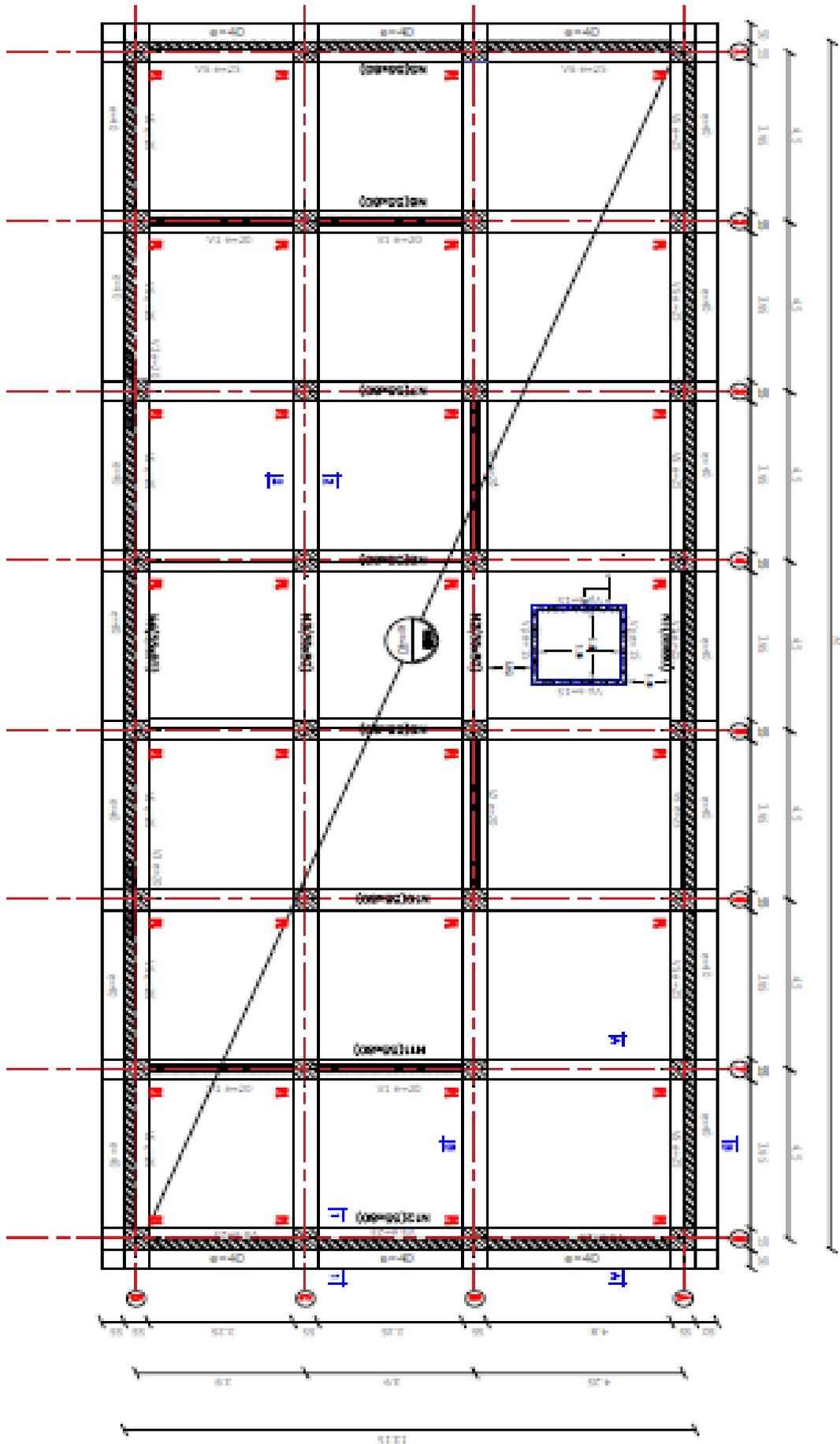
-  Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
 -  Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros oeuvre – Edition 2003
- Auteur(s) : Henri Renaud

THESE :

-  Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sol contreventement mixte...UBMA
-  Eude d'un bâtiment en béton arme (RDC+ 9 étages + s/sol).....USDB

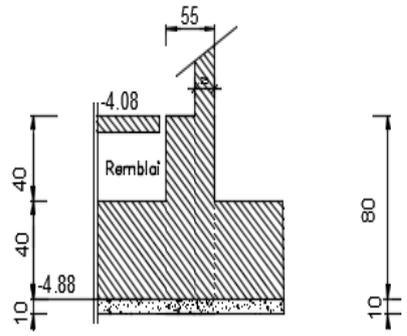
LOGICIELS :

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT v 2017**
-  Logiciel de ferrailage **EXPERT 2017**
-  EXCEL 2010
-  WORD 2010
-  AUTO CAD 2013

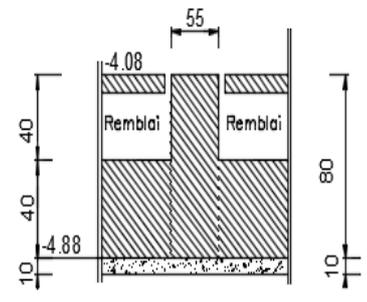


L'ÉTAGE, L'ÉQUIPEMENT

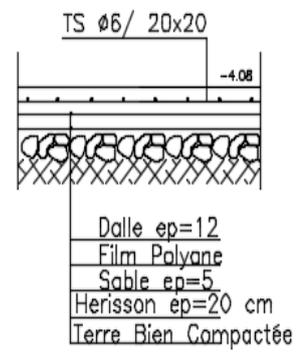
COUPE 1-1

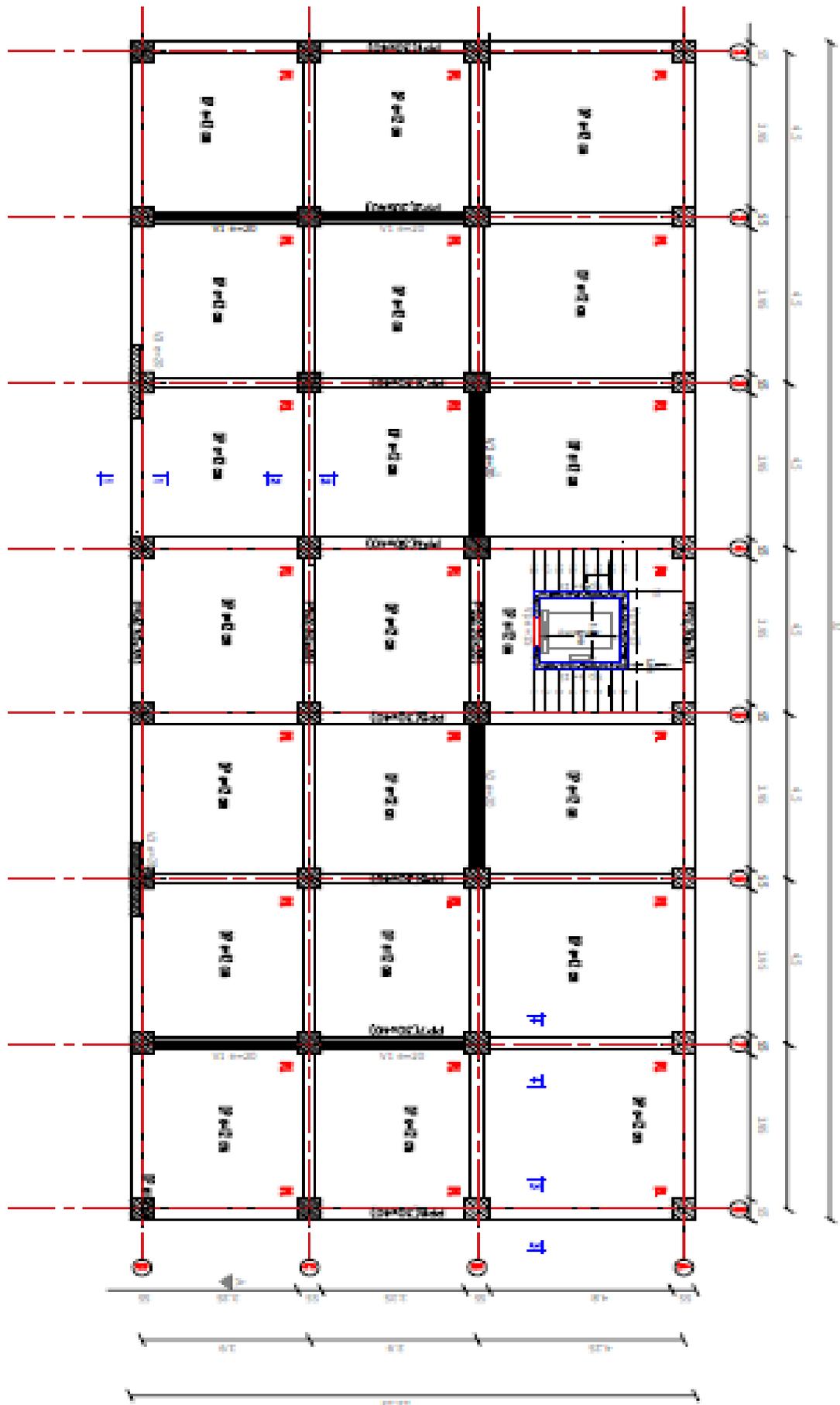


COUPE 2-2



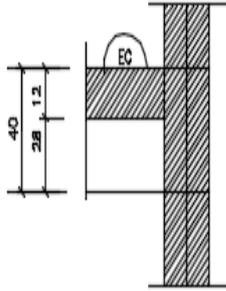
DETAIL DALLAGE



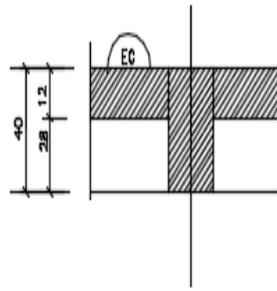


VUE EN PLAN NIV:0.00m

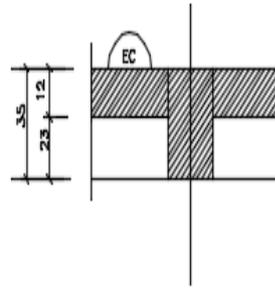
COUPE 3-3



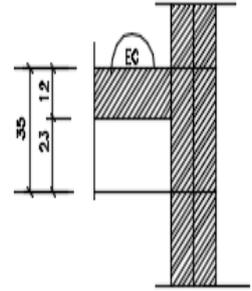
COUPE 4-4

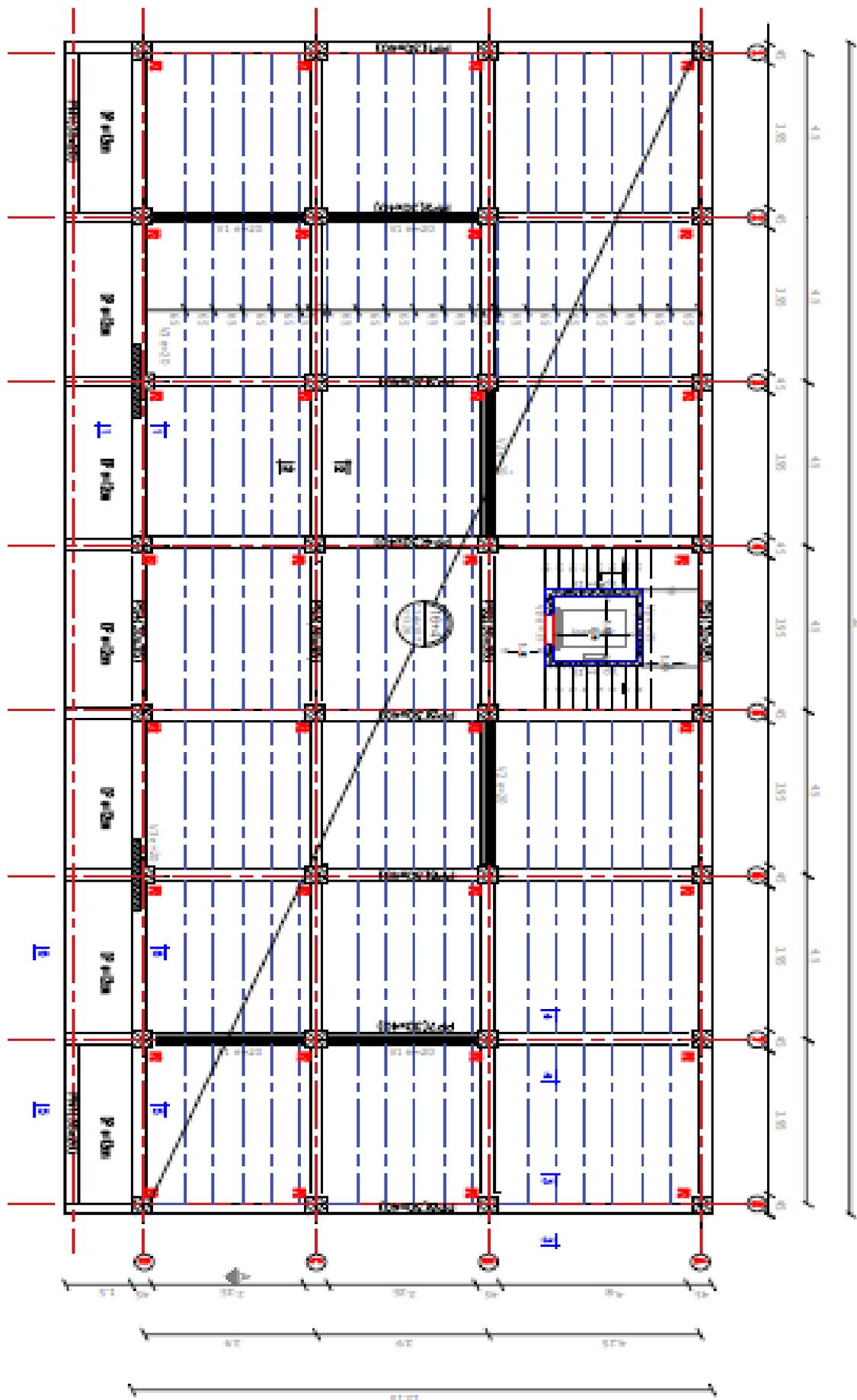


COUPE 2-2



COUPE 1-1





VUE EN PLAN
 NIV: 7.14+10.2+13.26m

