

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présentée par :

BELGUENDOZ FATIMA ZAHRA
BENYAHIA KHALIDA

Sujet du mémoire :

**Optimisation de la conception d'un bâtiment en R+10
par techniques d'intelligence artificiel**

Soutenu publiquement en Juin 2025 devant les membres du jury :

Professeur BEKKI Hadj

Président

Professeur SERBAH Boumediene

Encadrant

Dr RENNAK Zohra

Examineur

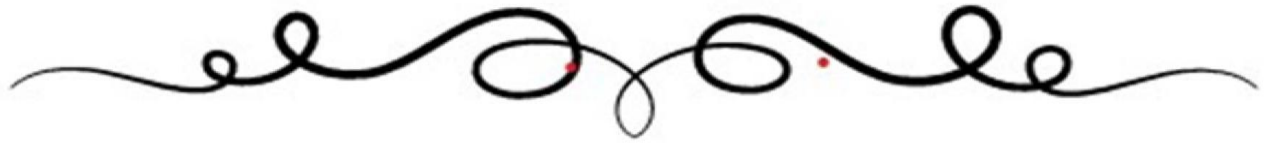
Dr DRAOUI Aicha

Examineur

Promotion : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





Remerciement

Premièrement, nous tenons à remercier ALLAH qui nous a données la force et la patience pour achever ce travail. Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Nos remerciements s'adressent tout d'abord à notre encadrant, docteur SERBEH BOUMEDIENE , tout au long de ce travail, il a su nous apporter un soutien constant, une disponibilité, une écoute, une confiance et des conseils précieux et avisés à la hauteur de ses compétences et de ses réelles qualités humaines. A tous les membres du jury, nous adressons nos remerciements les plus sincères pour avoir accepté d'examiner ce long travail et pour avoir rehaussé de leur présence cette soutenance.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude à tous ceux qui se sont sacrifiés pour m'offrir les conditions propices à ma réussite

À ma chère maman

Ma reine, ma guerrière silencieuse. Celle qui priait en cachette pendant que je pleurais mes échecs. Celle qui m'a portée dans ses bras quand je n'avais plus la force de me porter moi-même. Si aujourd'hui je suis debout, c'est parce que tu as tenu le monde pour deux

À mon cher papa

homme de peu de mots mais de grands gestes. Tes sacrifices n'ont jamais eu besoin de discours, ils parlaient d'eux-mêmes. Tu m'as appris la dignité dans l'effort, et la fierté dans le silence. Merci d'avoir été en moi sans le dire, mais en te prouvant

À ma sœur Anfel et mon frère Younes pour ces soutiens moral et encouragements.

A moi-même

Tu as été au bord du découragement, tu as connu l'échec, la fatigue, l'injustice, les "t'es sure que c'est fait pour toi ?

Mais t'as pas lâché. T'as recommencé. T'as recommencé encore Tu t'es choisie. Et aujourd'hui, tu y es. Ce diplôme, c'est ton trophée de guerre.

A mes vrais amis

Les vrais de vrais Ceux qui ont tenu ma main dans l'ombre, qui m'ont laissée pleurer sans jugement, qui ont ramené des fous

rites dans mes tempêtes mentales. Vous avez été ma famille choisie, mes lampadaires dans les nuits noires À mon encadreur bien sur Mr serbah.

À toute la promotion de Génie civil 2024/2025.

*En fin, je le dédie à ma binôme **KHALIDA** qui a contribué à la réalisation de ce travail.*

Ce memoire, ce n'est pas juste un projet

C'est une revanche. Une réponse aux doutes, aux refus, aux abandons.

C'est un cri de victoire. Et il porte vos noms en silence

FATIMA.Z

Dédicace

C'est avec l'aide et la grâce du Dieu que j'ai achevé ce travail modeste que je dédie :

♥ Une ma très chère mère ♥

Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la Source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne pourra être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

♥ A mon très cher père ♥

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consenti pour mon éducation et ma formation.

♥ A mes frères et sœurs ♥

Oussama , Noura ,Rebeh ,Lila karima ,fatima zahra Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite. Je dédie également ce mémoire à mon très cher binôme,
fatima zahra

Khalida ♥

Résumé

Ce projet s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'optimisation d'un bâtiment de type R+10 situé à **Bordj El Kiffan (Alger)**. Il vise à garantir la stabilité et la sécurité de la structure tout en maîtrisant les coûts de construction, notamment au niveau des fondations.

La démarche adoptée repose sur deux volets complémentaires. D'une part, une **étude structurelle complète** a été réalisée à l'aide du logiciel **ETABS**, permettant la modélisation, l'analyse des efforts internes et le **dimensionnement des portiques, des voiles porteurs ainsi que des éléments d'infrastructure**. Cette modélisation a permis de déterminer avec précision le ferrailage nécessaire et de s'assurer de la conformité de la structure aux normes en vigueur (RPA99 V2003 et V2024)

D'autre part, une **approche d'optimisation numérique** a été mise en œuvre afin de déterminer les **dimensions optimales des fondations superficielles**, pour l'objectif principal la **minimisation du volume de béton**, tout en respectant les contraintes géotechniques et de capacité portante du sol. Cette optimisation a été effectuée à l'aide d'un **algorithme méta-heuristique bio-inspiré, le Particule Swarm Optimization (PSO)**, connu pour son efficacité dans les problèmes complexes à variables multiples.

Les résultats obtenus démontrent l'intérêt de combiner les outils de calcul structurel avancés à des méthodes d'optimisation modernes, dans une démarche intégrée permettant d'obtenir des solutions à la fois **techniquement fiables et économiquement avantageuses**.

Mots clés : Bâtiment, PSO (Particule Swarm Optimization), ETABS, structures, optimale.

Abstract

This project is part of the design and optimization of an R+10 building located in Bordj El Kiffan, Algiers. It aims to ensure the stability and safety of the structure while controlling construction costs, particularly at the foundation level.

The adopted approach is based on two complementary components. First, a comprehensive structural study was conducted using ETABS software, enabling the modeling, analysis of internal forces, and design of frames, load-bearing walls, and foundation elements. This modeling helped accurately determine the required reinforcement and ensure compliance with current regulations (RPA99 V2003 and V2024).

Second, a numerical optimization approach was implemented to determine the optimal dimensions of shallow foundations, with the primary objective of minimizing concrete volume while respecting geotechnical constraints and soil bearing capacity. This optimization was performed using a bio-inspired metaheuristic algorithm, Particle Swarm Optimization (PSO), known for its effectiveness in complex, multivariable problems.

The results demonstrate the benefits of combining advanced structural analysis tools with modern optimization methods in an integrated approach, yielding solutions that are both technically reliable and economically advantageous.

Key words:, ETABS, PSO (Particle Swarm Optimization), Structural, Optimal.

ملخص

يعد هذا المشروع جزءًا من تصميم وتحسين مبنى (10 طوابق) يقع في برج الكيفان، الجزائر العاصمة. ويهدف إلى ضمان استقرار وسلامة الهيكل مع التحكم في تكاليف البناء، لا سيما على مستوى الأساسات.

ETABS يعتمد النهج المُتبع على عنصرين متكاملين. أولاً، أُجريت دراسة هيكلية شاملة باستخدام برنامج ، مما أتاح نمذجة وتحليل القوى الداخلية وتصميم الإطارات والجدران الحاملة وعناصر الأساسات. ساعدت هذه النمذجة في (RPA99 V2003 و V2024) تحديد التعزيزات المطلوبة بدقة وضمان الامتثال للوائح الحالية.

ثانياً، تم تنفيذ نهج تحسين عددي لتحديد الأبعاد المثلى للأساسات الضحلة، بهدف أساسي يتمثل في تقليل حجم الخرسانة مع مراعاة القيود الجيوتقنية وقدرة التربة على التحمل. تم إجراء هذا التحسين باستخدام خوارزمية ميتاهيورستية مستوحاة من علم ، والمعروفة بفعاليتها في المشكلات المعقدة متعددة المتغيرات (PSO) الأحياء، وهي تحسين سرب الجسيمات

تظهر النتائج فوائد الجمع بين أدوات التحليل الهيكلي المتقدمة وطرق التحسين الحديثة في نهج متكامل، مما يُنتج حلولاً موثوقة تقنياً ومربحة اقتصادياً.

الكلمات المفتاحية :

برنامج ETABS ، PSO

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max} , A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_0	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A_l
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,

P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	Hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,

f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à-j-jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours,
f_{r28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	Hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
n =15	Coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,

ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s),

π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
σ_{bc}	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

LISTE DES FIGURE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I-1- : vue de facade.....	2
Figure I-2-: Coupe A-A.....	2
Figure I-3- : Plan.....	3
Figure I-4- : Diagramme Parabole-Rectangle des contraintes-déformations béton.....	8
Figure I-5 : Diagramme des contraintes.....	9
Figure I-6 Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	12
Figure-I-7-Diagramme des déformations limitées de section-règle des 3pivots	14

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Figure II-1-: coupe verticale du plancher en corps creux.....	18
Figure-II-2- : Plancher terrasse inaccessible.....	20
Figure II-3-: plancher étage courant.....	21
Figure II-4-: murs extérieur.....	23
Figure II-5-: Murs intérieurs (simple cloison).....	24
Figure II-6-: Schéma représentatif du poteau le plus sollicité.....	26
Figure-II-7 Coupe de voile en élévation.....	30

Chapitre III : Calcul des planchers

Figure III-1- : Schéma d'un plancher à corps creux.....	32
Figure III-2- : diagramme moments fléchissant	44
Figure III-3- : diagramme effort tranchent	44
Figure III-4- : diagramme moments fléchissant	45
Figure III-5- : diagramme effort tranchent	46
Figure III-6- : ferrailage de plancher (RDC...9 eme étage)plus les poutrelles(étage courant).....	53
Figure III-7- : diagramme des moments fléchissant terrasse accessible..	54
Figure III-8- : diagramme effort tranchent terrasse accessible	54
Figure III-9- : Disposition du ferrailage terrasse accessible.....	59

Figure III-10- : Ferrailage de la dalle de compression	60
--	----

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Figure IV.1: Dimension de l'acrotère.....	61
Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	65
Figure IV-3 : description de l'escalier.....	66
Figure IV-4 : Diagramme du moment et effort tranchant	69
Figure IV-5 disposition du ferrailage d'escalier droit	72
Figure IV-6-: schéma de ferrailage de poutre palière (30x35)	77
Figure IV-7- : schéma statique du Balcon	78
Figure IV-8-: schéma de ferrailage du balcon étage courant	84
Figure IV-9-: schéma de ferrailage du balcon terrasse	84
Figure IV-10- Ascenseur dans un bâtiment	85
Figure IV-11- Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.....	88
Figure IV-12- : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	88
Figure IV-13-: Dessin montrant la concentration des charges	89
Figure IV-14-: Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	98

Chapitre V : Etude sismique

Figure V-1-: Modélisation de la structure par le logiciel ETABS 9.6.0.....	103
Figure V-2- : Spectre de réponse.....	104
Figure V-3 -:la disposition des voiles.....	104

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI-1- ferrailage des poutres.....	128
Figure VI-2- Zone nodale	135
Figure VI-3- : ferrailage des poteaux.	136
Figure VI-4- : Coupe transversale de voile.....	140
Figure VI-5- :Disposition du ferrailage.....	140

Chapitre VII : Etude de fondation

Figure VII-1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.....	140
Figure-VII-2 : Radier général.....	146
Figure VII-3 Schéma du panneau le plus défavorable.....	150
Figure VII-4 Armatures supérieures (en travées).....	153
Figure VII-5 Armatures inférieures (sur appui).....	154
Figure VII-6 Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.....	154
Figure VII - 7 Disposition du ferrailage poutre de libage.....	165

Chapitre -VIII-Etude sismique par le RPA99V2024-Etude sismique par le RPA99V2024

Figure VIII-1 Zonage sismique de l'Algérie.....	166
Figure VIII-2 Disposition du ferrailage.....	200

Chapitre- IX- L'optimisation

Figure IX-1 Le modèle d'Excel.....	208
Figure IX-2 Le programme développé.....	215

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau -I-1- Les déformations limites du pivot.....	14
Tableau-I-2- Hypothèses de calculs.....	16

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Tableau II-1- : Descente de charges Plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau II-2- : Descente de charges Plancher étage courant	21
Tableau II-3 : Descente de charges dalle pleine du balcon étage.....	22
Tableau II-4 : Descente de charges dalle pleine du balcon terrasse.....	22
Tableau II-5- : Descente de charges Remplissage extérieur.....	23
Tableau II-6-: Descente de charges Remplissage intérieurs	24
Tableau II-7- : présente la loi dégression des charges d'exploitation.....	25
Tableau II-8- Tableau des dimensions des différents éléments porteurs	30

Chapitre III : Calcul des planchers

Tableau III-1- : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	37
Tableau III-2- Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages.....	45
Tableau III-3-: Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux plancher terrasse.....	54

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Tableau IV-1 Les charges et les surcharges supportées par le palier.....	67
Tableau IV-2 Les charges et les surcharges supportées par la paillasse.....	68
Tableau IV-3 Détermination du moment fléchissant et effort tranchant.....	69
Tableau IV-4 Résultat du ferrailage a l'E.L.U.....	70
Tableau IV-5 vérification a l'E.L.U.....	70
Tableau IV-6 Vérification les conditions de la flèche.....	72
Tableau IV-7 Les résultats du ferrailage de la poutre palière.....	73
Tableau IV-8 Vérification les conditions de la flèche.....	76
Tableau IV-9 Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	90
Tableau-IV-10 Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	95

Chapitre V : Etude sismique

TableauV-1- : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	112
TableauV-2 Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	113
Tableau V-3-: Déplacement relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	115
Tableau V-4-: L'effet P – Δ dans les deux sens.....	117

Chapitre -VI- Etude des éléments porteurs de la structure

TableauVI-1: Les armatures minimales des poutres.....	120
TableauVI-2: Récapitulatif du Ferrailage des poutres principales (30x45)cm².....	121
Tableau VI-3: Récapitulatif du Ferrailage des poutres secondaires (30x45)cm².....	121
Tableau VI-4-: Les sections min. et max. imposée par le RPA 99/2003.....	129
Tableau VI-5-: Les sollicitations défavorables du 1 er genre	129
Tableau VI-6- Les sollicitations défavorables du 2eme genre.....	129
Tableau VI-7- Récapitulatif de ferrailage des poteaux.....	133

Chapitre -VIII-Etude sismique par le RPA99V2024-Etude sismique par le RPA99V2024

Tableau-VIII-1 de ferrailage des Poteaux P1 (35 x 40)cm².....	194
Tableau-VIII-2 de ferrailage des Poteaux P2 (40 x 45)cm².....	196
Tableau-VIII-3 de ferrailage des Poteaux P3 (45 x 50)cm².....	198

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

Abstract - Résumé - الملخص

Sommaire

Notations et symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale

CHAPITRE- I-Présentation de l'ouvrage

I-1 Introduction :.....	1
I-2 Présentation de l'ouvrage :	1
I-3 Caractéristique de bâtiment :	1
I-3-1 Caractéristique géométrique de bâtiment	1
I-3-2 Caractéristiques géotechniques du site	3
I-4 Ossature et système constructif adopté	3
I-4-1 Ossature	4
I-5 Conception de l'ouvrage	4
I-6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I-6-1 Le Béton :	6
I-6-1 Les aciers	11
I-7 Hypothèse de calcul	12
I-8 Les combinaisons de calculs états limite ultime	15
I-9 Récapitulatif	16

Chapitre -II-Pré dimensionnement des éléments structuraux

II- 1-Introduction	17
II-2- Pre dimensionnement des plancher	17
II-3- Dimensionnement des poutres	17
II-3-1- Poutres principales	18

II-3-2- Poutres secondaires	18
II- 4-Descente de charge.....	19
II-4- 1-Plancher terrasse inaccessible.....	19
II-4-2-Plancher étage courant à usage d'habitation.....	20
II-4-3 : Decente des charges du balcon	21
II-4-4 Decente des charges Murs de façade (extérieur)	22
II-4-5-Murs intérieurs (simple cloison).....	23
II-5-la loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	24
II-6-Pré-dimensionnement des poteaux.....	25
II-6-1 Détermination de la section du poteau (a×b).....	27
II-6-2Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1.....	29
II-7-Pré-dimensionnement des voiles de contreventement.....	29

Chapitre -III- Calcul des planchers

III-1 Introduction :.....	32
III-1 Calcul du plancher à corps creux :.....	32
III-1-1 Pré dimensionnement des poutrelles :	32
III-1-2 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle	32
III-2-1- Méthode de calcul des poutrelles :.....	33
III-2-1-1- Planchers étages courant :.....	33
III-2-1-2-Méthode forfaitaire	33
III-3 Calcul des poutrelles:.....	34
III-3-1 Etude des poutrelles planchers étages courants :	34
III-3-2- Les combinaisons des charges :.....	35
III-2-4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	36
III-3 Calcul des moments et des efforts tranchant.....	37
III-3-1 Sollicitation à l'E.L.U et ELS :	38
III.3.2 Calcul du Type 04(Plancher RDC & étage courants):.....	38
III.3.3 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :.....	46

III-4 Vérification :.....	51
III-5 Plancher terrasse accessible :.....	53
III-5-1 Sollicitation à l'E.L.U et E.L.S.....	54
III-5-2 Vérification :	57
III.5. Disposition du ferrailage :.....	59
III-7 La dalle de compression :	59

Chapitre -IV-Calcul des éléments non structuraux

IV-1 Introduction :.....	61
IV-2 Acrotère :	61
IV-2-1 Calcul des sollicitations	61
IV-2-2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	62
IV-2-3 Calcul du ferrailage (E.L.U) :	63
IV-2-4 Vérification des contraintes (E. L. S) :	64
IV-3-Escaliers:.....	66
IV-3-1 Présentation du type d'escaliers :	66
IV-3-2 Dimensions des escaliers:	66
IV-3-3 Dimensionnement des marches et contre marches :.....	66
IV-3-3-1 Epaisseur de la paillasse	67
IV-3-3-2 Epaisseur de palier.....	67
IV-3-3-3 Evaluation des charges et des surcharges à (E.L.U et E.L.S)	67
IV-3-3-4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant maximal à E.L.U.....	68
IV-3-3-5 Calcul de Ferrailage.....	70
IV-3-4 Vérifications:	70
IV-3-5 Étude de la poutre palière d'étage courant.....	72
IV-3-6 Vérifications des conditions RPA99v2003.....	72
IV-3-7 Ferrailage.....	73
IV-3-8 Vérifications:.....	73
IV -4 Balcon.....	78

IV-4-1 Introduction.....	78
IV-4 -2 Calcul des sollicitations niveau étage	78
IV-4-3- Vérifications	80
IV-4-4- Calcul des sollicitations niveau terrasse.....	81
IV-4-5- Vérifications.....	83
IV-4-6- Disposition du ferrailage	84
IV-5-L'ascenseur:.....	85
IV-5-1 L'étude de l'ascenseur :	85
IV-5-2 Calcul des charges totales:	86
IV-5-3 Vérification de la dalle au poinçonnement :	88
IV-5-4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :.....	88
IV-5-5 Calcul du ferrailage de la dalle :.....	91
IV-5-6- Les vérification à l'E.L.S :	94
IV-5-7 Disposition du ferrailage :.....	97
IV-5-8 Voile de la cage d'ascenseur:.....	99

Chapitre -V- Étude sismique

V-1 Introduction :.....	100
V-2 But de l'étude sismique :.....	100
V-3 Méthode de calcul :.....	100
V-4 Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / Version 2003 :.....	101
V-5 Méthode d'analyse modale spectrale :	101
V-6 Modélisation :.....	101
V-6-1 Présentation du logiciel :.....	102
V-7 Etapes de modélisation :.....	102
V-7-1 Combinaison de charges :.....	103
V-7-2 Détermination du spectre de réponse:.....	104
V-8 Spectre de réponse de calcul : [RPA99/version2003](Art.4.3.3).....	106

V-9 Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003).....	110
V-9-1 Calcul de la force statique équivalente :	110
V-9-2 Vérification de la période :	110
V-9-3 Coefficient de participation modale :.....	114
V-10 Calcul et vérification des déplacements :.....	114
V-11 Justification de l'effet P – Δ :	115
V-12 Conclusion.....	116

Chapitre -VI- Etude des éléments porteurs de la structure

VI-1 Introduction :.....	118
VI-2-Combinaisons spécifiques de calcul :	118
VI-2-1-Poteaux :	118
VI-2-2-Poutres :.....	118
VI-3-Ferraillage des poutres :	119
VI-3-1-Méthode de calcul :	119
VI-3-2-Les armatures minimales des poutres	120
VI-3-3- Exemples de calcul :	120
VI-4-récapitulatif du ferraillage :.....	121
VI-4-1-Les vérifications :	121
VI-5-Ferraillage des poteaux :.....	126
VI-5-1-Calcul des armatures longitudinales :.....	126
VI-5-2-les armatures minimales des poteaux :	127
VI-5-3-Les sollicitations défavorables :	127
VI-5-4-Calcul de poteau le plus sollicité	127
VI-5-5-Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	131
VI-5-5-1-Calcul des armatures transversales :	132
VI-6-Etude des voiles :	135
IV-6-1-Introduction :.....	135

VI-6-2-Ferraillage des voiles.....	135
VI-6-2-1Méthode de calcul	135
IV-6-3-Vérifications :.....	136
VI-6-4- Disposition des armatures :.....	137
VI-6-4-1- Armatures verticales :.....	137
VI-6-4-2- Armatures horizontales :.....	138

Chapitre -VII- L ' infrastructure

VII-1-Calcul du voile périphérique	139
VII-1-1 Introduction	139
VII-1-2 le Dimensionnement.....	139
VII-1-3 Calcul des charges	139
VII-1-4- Calcul du ferraillage	140
VII-1-5-Les vérifications	142
VII-2-Etude des fondations.....	144
VII-2-1 Introduction.....	144
VII-3- Stabilité des fondations	144
VII-4- Choix du type de fondation	144
VII-4-1- Définition	144
VII-4-2- Mode de calcul du radier	145
VII-5- Pré dimensionnement du radier :.....	145
VII-6-Ferraillage du radier	148
VII-7-Ferraillage des poutres de libages	153

Chapitre -VIII-Etude sismique par le RPA99V2024-Etude sismique par le RPA99V2024

VIII-1 Classification des zones sismiques.....	166
VIII-2 Classification des sites.....	167
VIII-3 Classification des bâtiments selon leur importance.....	167

VIII-4 Classification des bâtiments selon leur configuration.....	167
VIII-5 Calcul de la force sismique totale.....	169
VIII-6 Spectre de réponse de calcul : [RPA99/version2024] Modélisation.....	178
VIII-7 Poutres Principale (30 x 45)	185
VIII-7-1 Caractéristique Géométrique Et Matériaux.....	185
VIII-7-2 Sollicitations les Plus défavorables.....	185
VIII-7-3 Calcul du ferrailage.....	187
VIII-7-4 Vérifications.....	188
VIII-8 Poutres Secondaire (30 x 45).....	190
VIII-8-1 Caractéristique Géométrique Et Matériaux.....	190
VIII-8-2 Sollicitations les Plus défavorables.....	190
VIII-8-3 Calcul du ferrailage.....	191
VIII-8-4 Vérifications.....	193
VIII-9 Calcul du ferrailage des poteaux	194
VIII-10 Disposition du ferrailage.....	200

Chapitre- IX- L'optimisation

IX -1 Introduction :.....	201
IX -2 Problème d'optimisation	201
IX -3 Méthodes d'optimisation :	202
IX -3- 1 Les méthodes de recherche locale :.....	202
IX -3- 2 Méthode de recherche globale :	203
IX -4- Optimisation par Essaim Particulaire PSO :	203
Conclusion générale	217
Références bibliographiques.....	218
Annexes.....	220

Introduction générale

La conception d'un bâtiment de grande hauteur est un processus multidisciplinaire qui requiert une approche rigoureuse, aussi bien sur le plan structurel que sur le plan économique. Dans un contexte urbain stratégique comme **Bordj El Kiffan (Alger-Centre)**, la réalisation d'un **bâtiment R+10** impose des exigences strictes en matière de sécurité, de stabilité et d'optimisation des ressources.

Dans le cadre de ce projet, une double approche a été adoptée. D'une part, une **étude structurelle complète a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS**, permettant le dimensionnement et le **ferraillage précis des portiques, des voiles porteurs et des infrastructures**. Cette modélisation nous a permis de vérifier la stabilité du bâtiment aux charges verticales et horizontales (charges permanentes, charge d'exploitation et séisme) selon les normes en vigueur (RPA99 V2003, V2024 et BAEL93).

D'autre part, une **approche d'optimisation numérique** a été intégrée pour traiter le **dimensionnement des fondations superficielles**. En effet, la fondation constitue l'interface critique entre la structure et le sol. Elle doit être capable de transmettre les charges du bâtiment en toute sécurité tout en minimisant les coûts de construction. Pour cela, nous avons utilisé un algorithme d'intelligence artificielle bio-inspiré, à savoir le **PSO (Particle Swarm Optimization)**. Ce dernier nous a permis de rechercher la **meilleure configuration possible des dimensions de la fondation** (longueur, largeur, profondeur) tout en respectant les contraintes de portance du sol et les exigences économiques.

Ce projet illustre ainsi l'intérêt de combiner **modélisation structurelle avancée** et **optimisation numérique** dans une démarche intégrée et innovante, afin de proposer une solution réaliste, performante et conforme aux contraintes du terrain.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

Introduction :

Ce présent projet porte sur l'étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation avec l'intégration d'un modèle basé sur l'AI pour l'analyse structurelle (PSO, apprentissage automatique) et la prédiction, composé d'un rez-de-chaussée et dix étages (R+10), implanté à ALGER (bordj el kiffan) classée en zone fortement sismique (III) selon le règlement parasismique Algérien RPA2003 et classée en zone fortement sismique (VI) 2024

Le calcul est effectué en utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé B.A.E.L 91 modifié 99, le DTR pour des charges et des surcharges.

On est amené dans cette étude à concevoir un bâtiment durable, stable, avec un état de résistance adéquat avec détermination des meilleures dimensions (coffrage et ferrailage) suffisantes pour les différents éléments de la structure en tenant compte du côté économique.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation composée d'un rez-de-chaussée et 10 étages sera implanté à la wilaya de ALGER (bordj el kiffan), cette région est classée comme une zone de forte sismicité « zone III » d'après le Règlement Parasismique Algérienne « **R.P.A.99 modifiée en 2003** ». Elle est constituée en portiques contreventés par des voiles.

Notre bâtiment comporte :

- Le RDC à 10^{ème} étage : à usage d'habitation

I-3 Caractéristique géométrique de bâtiment :

I-3-1 Caractéristique géométrique :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Largeur en plan... 17.95m
- Longueur en plan... 29.5 m
- Hauteur du RDC... 3.06m
- Hauteur d'étage courant... 3.06m
- Hauteur total... 33.66m

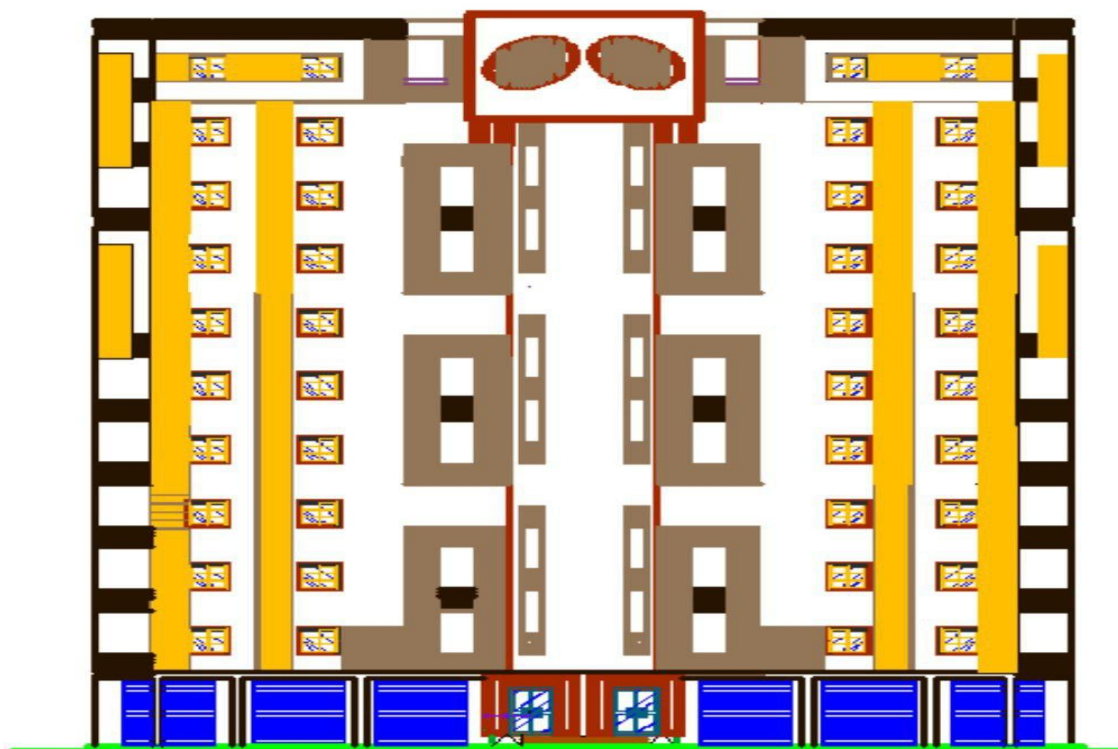


Figure-I-1 : Vue de façade

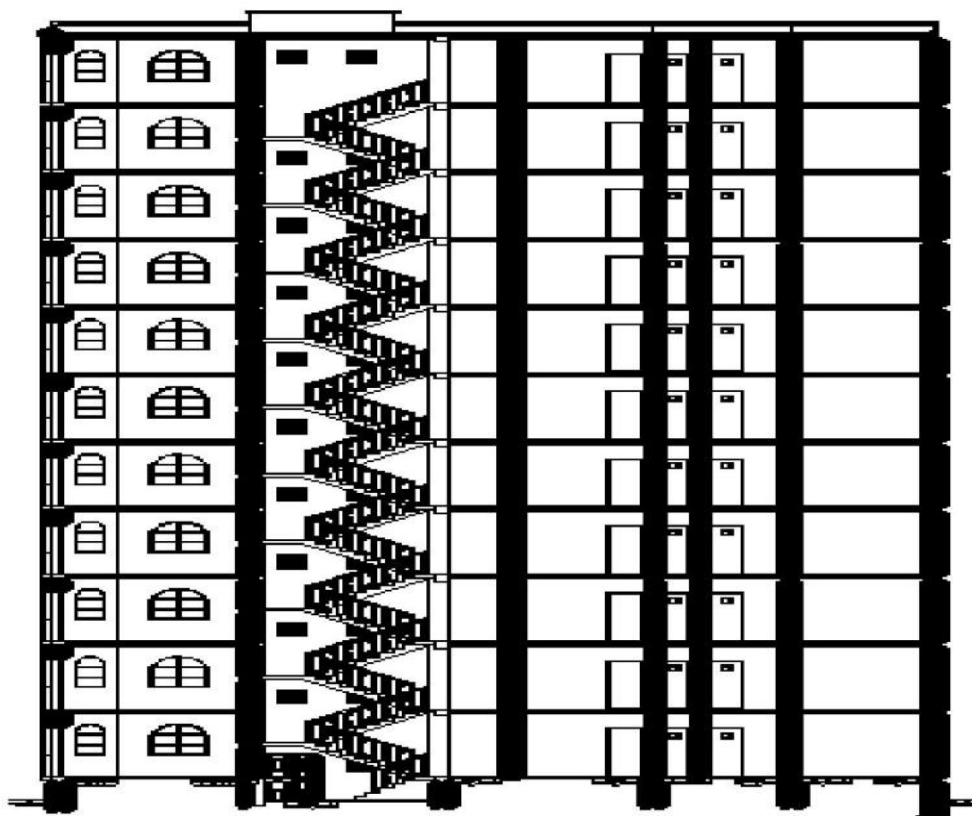


Figure-I-2 : Coupe A-A

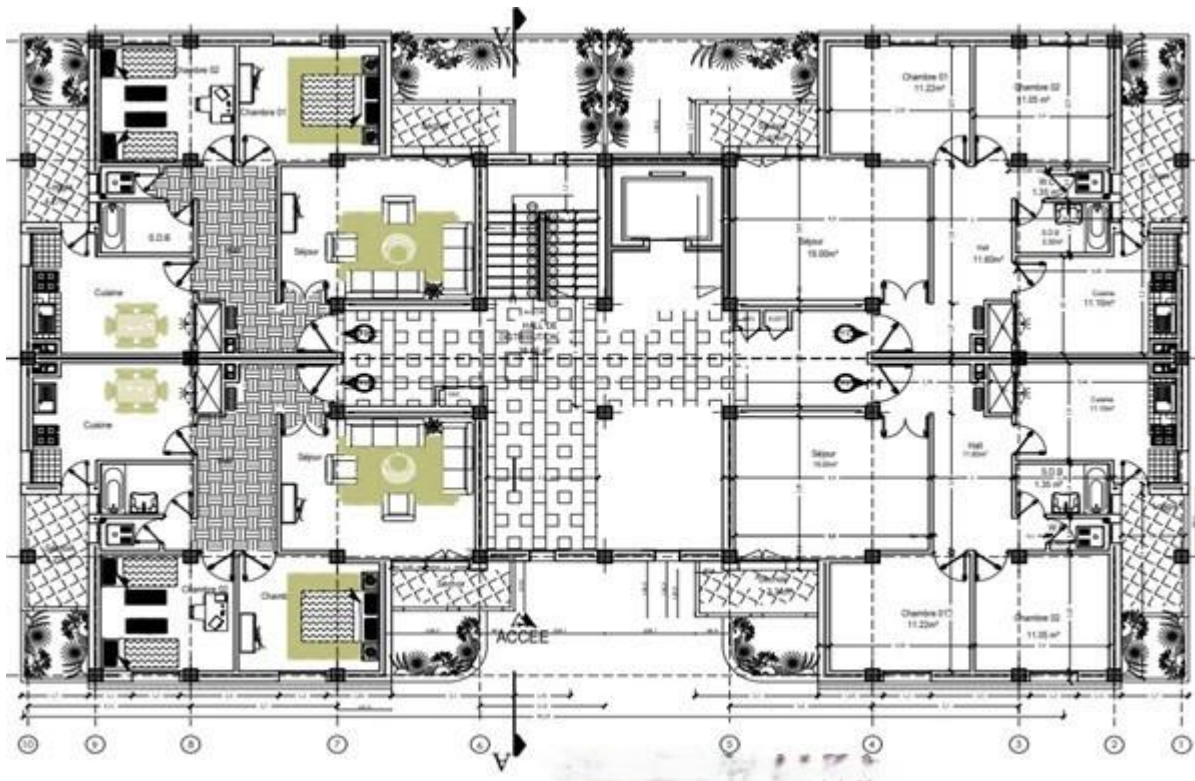


Figure -I-3 Plan

I-3-2. Caractéristiques géotechniques du site :

Le rapport géotechnique de notre site a été fait par le laboratoire LTPO par quatre (4)

points de sondages, l'étude du sol a montré la présence d'un sol :

- Meuble (S3) avec une capacité portante de $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$
- Le poids volumique du sol $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$
- La cohésion $C = 10 \text{ kPa}$ avec un angle de frottement interne $\phi = 35$
- Un ancrage de 3.5m.

Ces paramètres seront utilisés pour dimensionner la fondation.

I – 4 Ossature et système constructif adopté :

I – 4-1 Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales

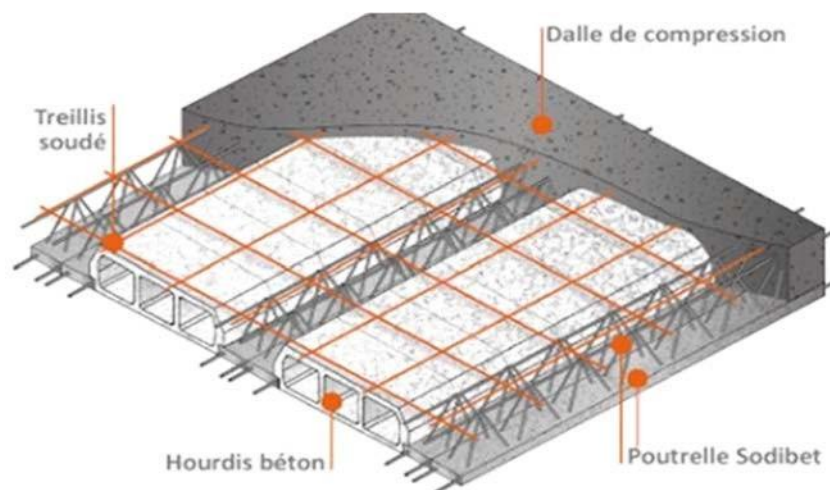
I-5 Conception de l'ouvrage**1) Plancher :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

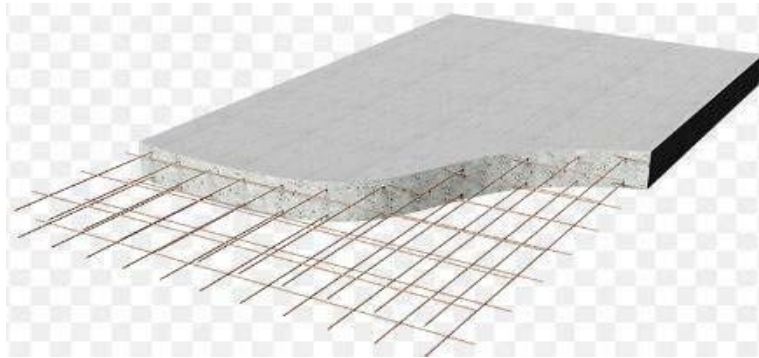
- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

a) Planchers corps creux :

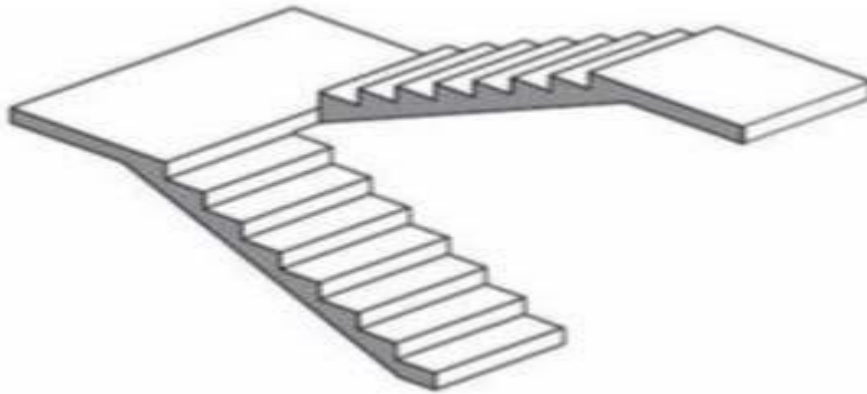
Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4cm.

**Plancher à corps creux.****b) Planchers dalle pleine :**

Ce sont des planchers réalisés en béton armé d'une épaisseur de 12 cm à 15 cm, si les dimensions sont importantes on peut envisager des nervures pour supporter mieux les charges verticales.

**Plancher à dalle pleine.****2) Les escaliers :**

Ce sont des éléments non-structuraux, qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre les étages, nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier droit à deux volées et un seuil palier de repos entre étage (départ, repos, arrivé).

**Escalier droit à deux volées****4) Maçonnerie :****a) Murs extérieurs :**

Les murs extérieurs sont réalisés en double parois de brique creuse 15 cm et de 10 cm, séparés par une lame d'air d'épaisseurs 5 cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique. **b) Murs intérieurs :**

Constitue par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne.

c) Revêtements :

Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs, et en plâtre pour les faces intérieures des murs.

- Enduit en plâtre pour les planchers.

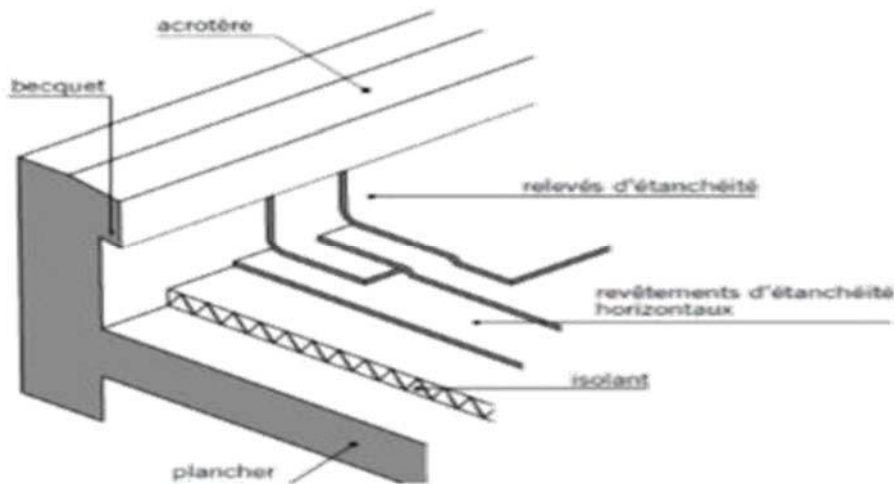
- Revêtement en plaque pour les escaliers (marche et contre marche).
- Revêtements en carrelage pour les planchers.

5) Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse de plancher et par de vide d'air des murs extérieur. – l'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les plancher terrasses, et par le vide d'air pour les murs extérieures.

6) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

**Acrotère****I-6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2024.

I-6-1 Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, 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.

1) Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

2) Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

3) 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 davantage de gros grains que de petits.

4) Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5mm et 25mm à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

5) Eau de gâchage :

Met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produit pouvant nuire caractéristique mécanique du béton.

6) Dosage de béton :

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règles techniques de conception et de calcul des structure (B.A.E.L. 91 et R.P.A99).

La composition d'un mètre cube (m3) de béton courant est comme suit :

- 350kg.....de ciment CPA 42.5
- 400 Kg.....de sable.
- 800kg de gravillons.
- 175Ld'eau de gâchage.

Résistances mécaniques du béton :**a) Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j"

jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

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

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

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

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

b) La résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$$

c) La Définition des états limites :

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

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

d) Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ **État Limite Ultime (ELU) :**

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

➤ **État Limite de Service (ELS):**

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

e) Déformation et contraintes de calcul :

• **État Limite Ultime de Résistance :**

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

• **Diagramme parabole – rectangle :**

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

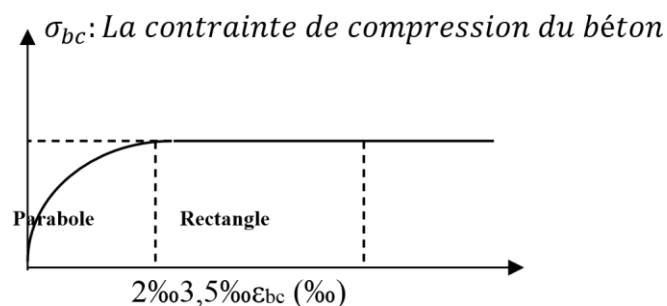


Figure I-4: Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations béton

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.50} = 14.17 \text{ MPa} \text{ ..Pour le cas}$$

générale

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{ MPa} \text{ .. Pour le cas des combinaisons}$$

accidentelles

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$;

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

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,50 \rightarrow$ Cas générale.

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Cas des combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

État Limite de Service :

- La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion Simple

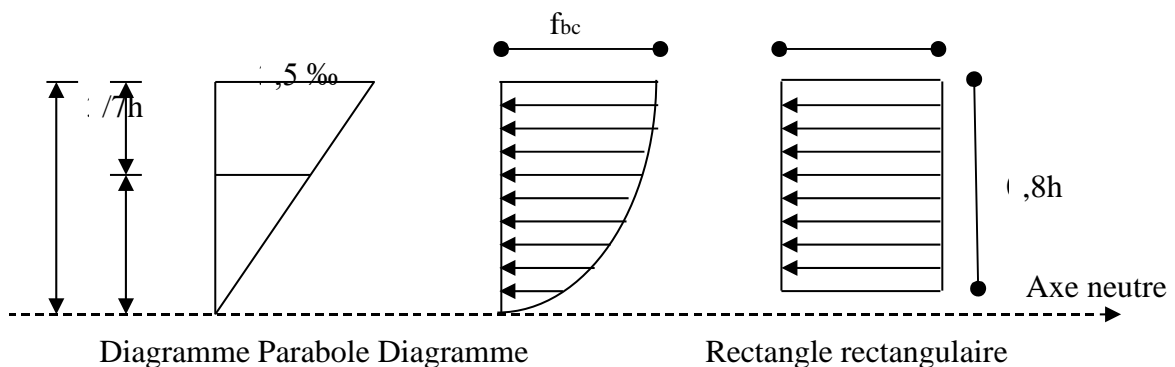


Figure I-5: Diagramme des contraintes

Contrainte admissible de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma b}; 5MPa\right) \text{ pour une fissuration peu préjudiciable} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma b}; 4MPa\right) \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec : $\begin{cases} b_0: \text{largeur de la pièce} \\ d: \text{hauteur utile} \end{cases}$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5MPa\right) = \min(3.34; 5MPa)$$

$\tau_u = 3.34 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa\right)$$

$\tau_u = \min(2.5; 4MPa) = 2.5MPa$; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

f) Modules de déformation longitudinale du béton :**Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

-Module de déformation transversale :

- Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation

transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75$

I-6-2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : $78,5 \text{ kN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200 GPa

Diagramme déformation - contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (FeE400) et des aciers transversaux (FeE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

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

- $\gamma_s = 1.15$; Cas générale, on a $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$;
- $\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaison accidentelles, on a $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$;

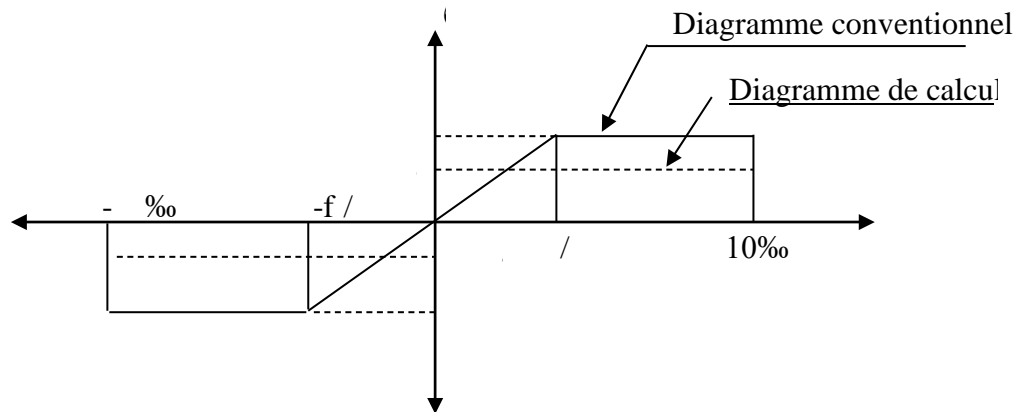


Figure I-6: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

Contraintes limites de traction des armatures :

$\sigma_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) ; Fissuration peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

⇔ *fissuration* . préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 100 \times \sqrt{1.6 \times 1.2}\right) \quad \sigma_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

⇔ *fissuration* très préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 90 \times \sqrt{1.6 \times 1.2}\right) \quad \sigma_{st} = 165 \text{ Mpa}$$

η : coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1; \text{ pour rond lisse} \\ \eta = 1.6; \text{ pour hautes adhérences avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.3 \text{ pour hautes adhérences avec } \phi < 6 \text{ mm;} \end{cases}$$

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

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I-7 Hypothèse de calcul :

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

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

E.L.U.R :

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

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

étant des actions accidentelles.

Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à :
- $\xi_{bc} = 3,5\%$ en flexion composé ;
- $\xi_{bc} = 2\%$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\xi_{bc} = 10\%$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

Règles des trois pivots :

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

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

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

Tableau-I-1- Les déformations limites du pivot

Pivot		Domaine	Déformatin du pivot considéré
A		1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B		2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3		Raccourcissent unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

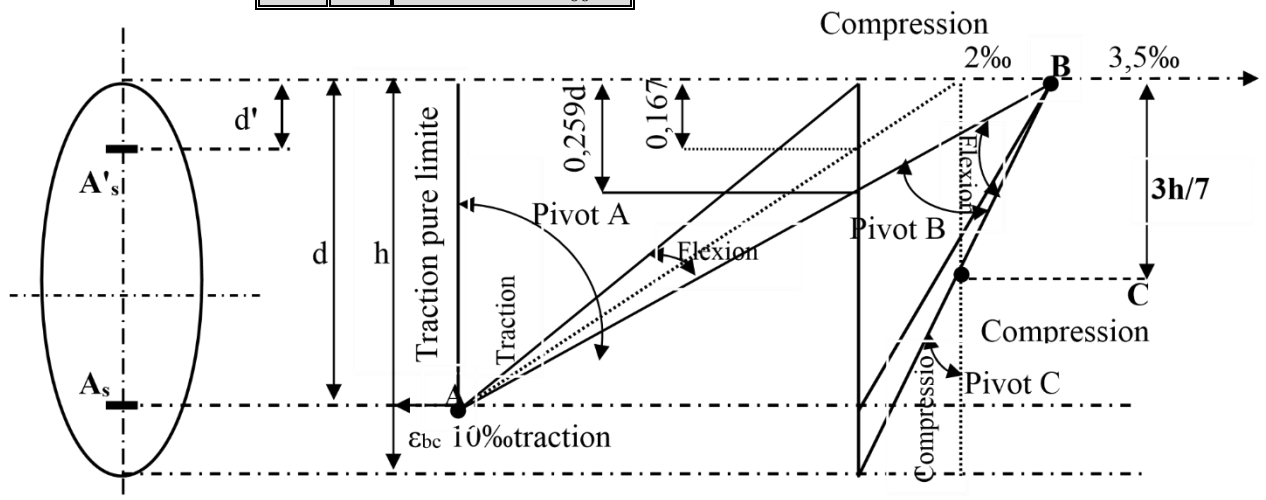


Figure I-7 :Diagramme des déformations limitent de section règle des trois pivots.

E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations

résistantes calculées dépassant des contraintes limites

Hypothèses de calcul :

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

$$\sigma_{bc} = E_b \epsilon_{bc}; \sigma_s = E_s \epsilon_s$$

Avec : $\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$

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

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

I-8 Les combinaisons de calculs États limite ultime :

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

$$1.35 G + 1.5Q$$

État limite de service

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

$$G + Q$$

- RPA-99 version 2024

Les règles parasismique algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivant :

➤ Pour les poutres :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm Q \\ Q \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{de séisme} \end{cases}$$

➤ Pour les poteaux :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm Q \end{cases}$$

I-9 Récapitulatif :**Tableau –I-2-: hypothèses de calcul adopté pour cette étude**

La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$
Contrainte ultime du béton en compression	$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$
Le module d'élasticité différé de béton	$E_{v28} = 10818.865 \text{ Mpa.}$
Le module d'élasticité instantané de béton	$E_{i28} = 32164.195 \text{ Mpa.}$
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Armatures longitudinales	« $f_e E400$ » $H. A f_e = 400 \text{ MPa.}$
Armatures transversals	« $f_e E235$ » $R. L. f_e = 235 \text{ MPa}$
Treillis soudés (de la dalle de compression)	« $f_e E500$ » $H. A f_e = 500 \text{ MPa.}$

Les logiciels utilises:

- ETABS V 9.7: Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2018.
- Applications (RPA, Fondations...)
- DTU ; Socotec (pour calculer les ferrailages des armatures)

Chapitre -II-

Pré dimensionnement des **éléments structuraux**

II-Introduction:

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage afin qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations auxquelles ils sont soumis tels que :

- Sollicitations verticales concernant les charges gravitaires.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le Règlement Parasismique Algérienne RPA99/V2003, le Béton Armé à l'Etat Limite BAEL91...

II-2- Pré dimensionnement des plancher :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche (rigidité) :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec :

L : la portée maximale entre nus d'appuis ;

ht : hauteur totale du plancher.

$$ht \geq \frac{370-30}{22,5} \Rightarrow ht \geq 15,11cm$$

Plancher corps creux
(16+4) = 20 cm → { 16cm : épaisseurs de la dalle en corps creux
4cm : épaisseurs de la dalle de compression

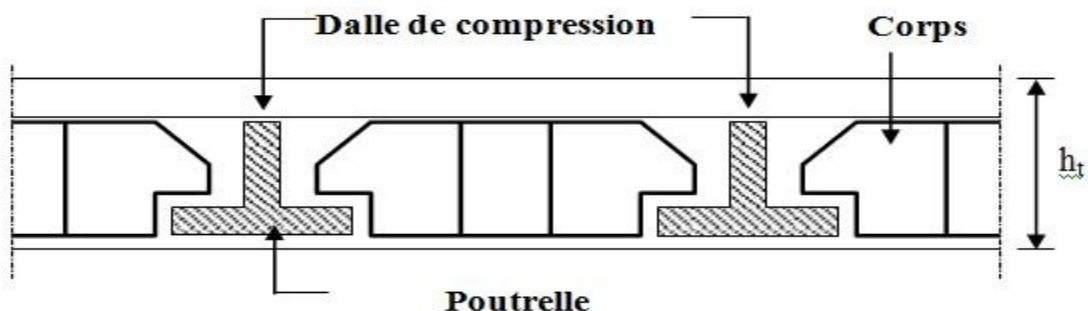


Figure II-1-: coupe verticale du plancher en corps creux.

II-3- Dimensionnement des poutres :

II-3-1- Poutres principales : D’après les règles du BAEL91 2003 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right.$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée} \\ h : \text{hauteur de la poutre.} \\ b : \text{largeur de la poutre.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

On a : $L_{max} = 5,5m$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36,66 \leq h \leq 55$$

Alors on prend : $h = 45cm$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 18 \leq b \leq 31,5$$

Alors on prend : $b = 30cm$

$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 45cm \dots\dots\dots C.V$

$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 30cm \dots\dots\dots C.V$

$h/b \leq 4 \Leftrightarrow 45/30 \leq 4 \Leftrightarrow 1.5 < 4 \dots\dots\dots C.V$



Conditions du **RPA99 /version 2003** est **vérifiée**

II-3-2- Poutres secondaires : Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer

On a : $L_{max} = 3,7m$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Leftrightarrow 24,66 \leq h \leq 37$$

Alors on prend: $h = 35cm$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24$$

Alors on prend : $b = 30cm$

$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$

$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$

$h/b \leq 4 \Leftrightarrow 35/30 \leq 4 \Leftrightarrow 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$

Conditions du **RPA99** /version **2003** est vérifiée

Donc :

- Poutres principales : **(30×45) cm²**
- Poutres secondaires : **(30×35) cm²**

II- 4-Descente de charge :

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient a chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharge existants sont :

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

II-4-1-Plancher terrasse inaccessible :

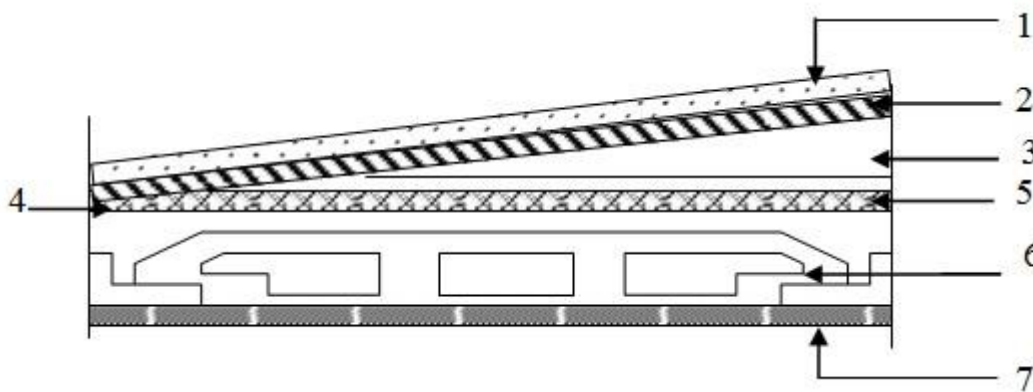


Figure-II-2- : Plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation des éléments	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection (4cm)	0.80 KN/m ²
2	Etanchéité multicouche	0.12 KN/m ²
3	Chappe flottante asphalte (2.5cm)	0.5 KN/m ²
4	Isolation thermique (4cm) d (25)	0.16 KN/m ²
5	Forme de pente (5cm)	0.9 KN/m ²
6	Plancher à corps creux (16+4) cm	2.8 KN/m ²
7	Enduit en plâtre (2cm)	0.20 KN/m ²
		G terrasse=5.48 KN/m²
		Q terrasse=1.00 KN/m²

Tableau II-1- : Descente de charges Plancher terrasse inaccessible

II-4-2-Plancher étage courant à usage d'habitation:

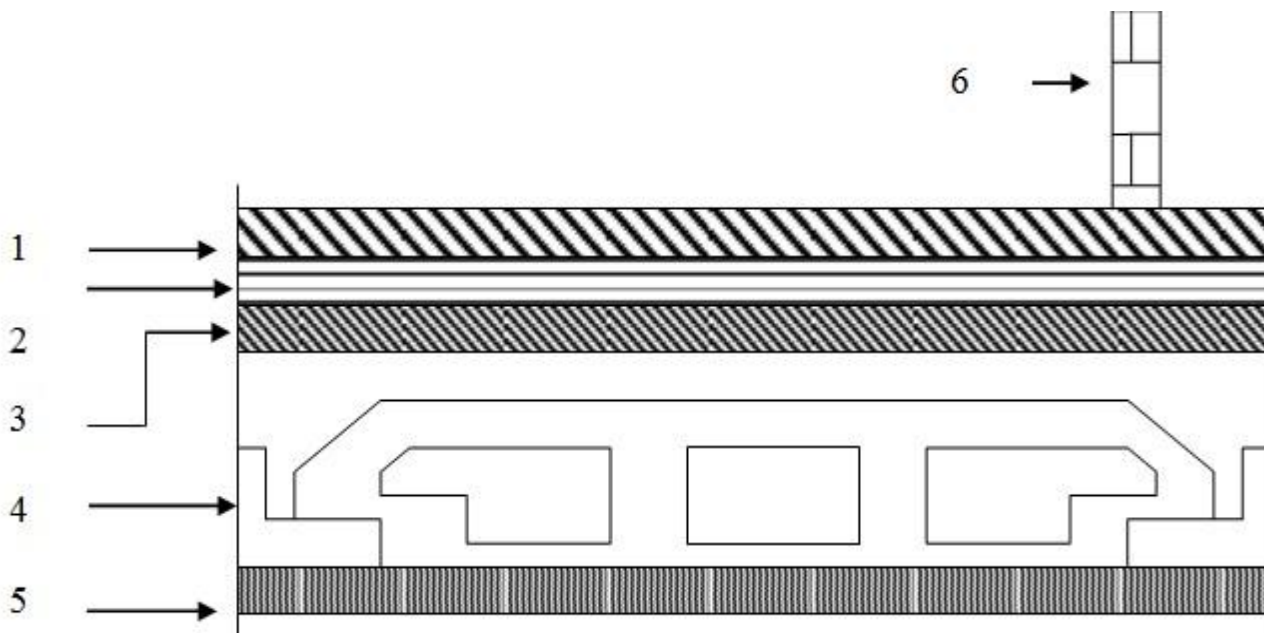


Figure II-3-: plancher étage courant.

N°	Désignation des éléments	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage (2cm)	0.40 KN/m ²
2	Mortier de pose (2cm)	0.40 KN/m ²
3	Lit de sable (2cm)	0.35 KN/m ²
4	Plancher à corps creux (16+4) cm	2.8 KN/m ²
5	Enduit en plâtre (2cm)	0.20 KN/m ²
6	Cloison (10) cm	0.90 KN/m ²
		G étage = 5.05 KN/m²
		Q étage = 1.5 KN/m²

Tableau II-2- : Descente de charges Plancher étage courant

II-4-3 : Descente des charges du balcon :

- Etage courant

N°	Désignation des éléments	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage 0,02	0.4 KN/m ²
2	Mortier de pose 0,02	0.4 KN/m ²
3	Lit de sable 0,02	0.34 KN/m ²
4	Dalle en Béton armé 0,15	3.75 KN/m ²
5	Enduit en ciment 0,015	0.15 KN/m ²
		G = 5.04 KN/m²
		Q = 1.5 KN/m²

Tableau II-3 : Descente de charges dalle pleine du balcon étage

• Terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	Poids (KN/m ²)
Gravillon roulé (3cm)	0.6
Etanchéité multicouche	0.24
Asphalte coule sable	0.5
Dalle (12cm)	3
Enduit en ciment (2cm)	0.36
Forme en pente (6cm)	1.32
Plaque le liège(2cm)	0.08
G = 6.1 KN/m²	
Q = 1KN/m²	

Tableau II-4: Descente de charges dalle pleine du balcon terrasse

II-4-4 Murs de façade (extérieur) :

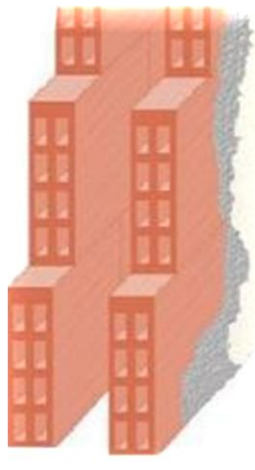


Figure II-4:- murs extérieur

N°	Désignations des éléments	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse ($e = 10 \text{ cm}$)	0.90 KN/m ²
2	Brique creuse ($e = 15 \text{ cm}$)	1.35 KN/m ²
3	Enduit extérieur en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)	0.36 KN/m ²
4	Enduit intérieur en plâtre ($e = 2 \text{ cm}$)	0.20 KN/m ²
G = 2.81 KN/m²		

Tableau II-5- : Descente de charges Remplissage extérieur

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90% G).
- Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

On prend $G_{\text{mext}} = G \times 70\% = 2,81 \times 0,7 = 1,967$

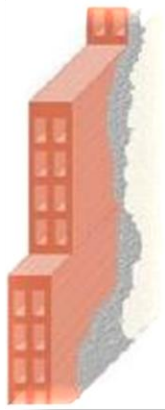
II-4-5-Murs intérieurs (simple cloison):

Figure II-5-: Murs intérieurs (simple cloison)

	Désignations des éléments	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)	0.36 KN/m ²
2	Brique creuse ($e = 10 \text{ cm}$)	0.9 KN/m ²
3	Enduit intérieur en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)	0.36 KN/m ²
		G = 1.62 KN/m²

Tableau II-6-: Descente de charge Remplissage intérieurs

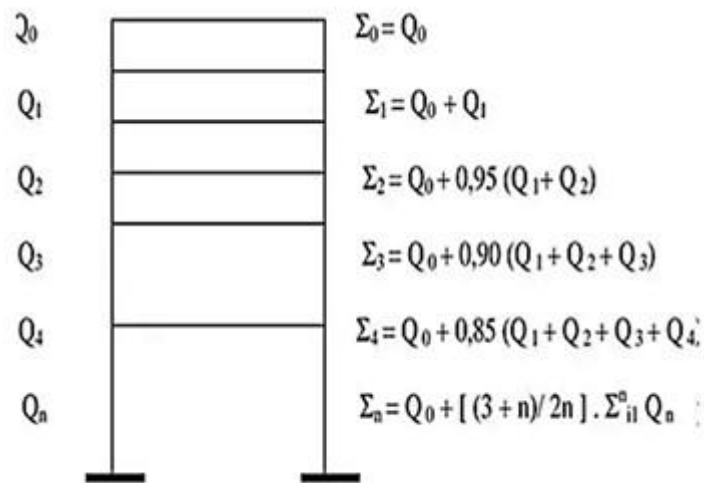
II-5-la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. **(DTR p16)**

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas
- Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q₁, Q₂, Q₃, ... les charges d'exploitations des planchers respectifs.



Niveau	La loi de dégression	La charge KN /m ²
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1.00
10	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
9	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
8	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
7	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.10
6	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.00
5	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
4	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.45
3	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9.28
2	$Nq_9=q_0+0.66(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	9.91
1	$Nq_{10}=q_0+0.65(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	10.75

Tableau II-7- : présente la loi dégression des charges d'exploitation

II-6-Pré-dimensionnement des poteaux :

Les pré-dimensionnement s'effectue avec le choix de poteau le plus sollicité (poteau central).la section de calcul du poteau est fait de telle façon qu'il ne flambe pas.

On utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

Types !

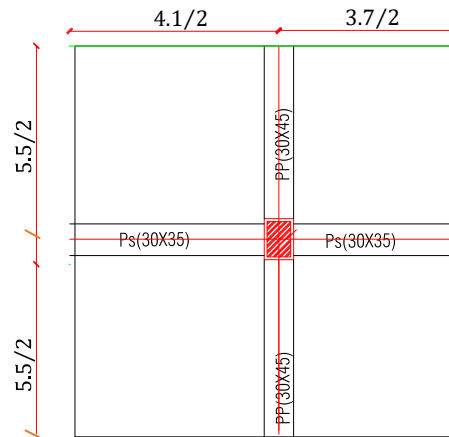


Figure II-6:- Schéma représentatif du poteau le plus sollicité

L'effort normal dû aux charges permanentes NG :

➤ **Le poids des poutres**

Poutres principales : $G_{pp} = \gamma_{BA} \times b_{pp} \times h_{pp} \times L_{pp} \times n$

$$\Rightarrow (25 \times 0.3 \times 0.45 \times (\frac{5.5+5.5}{2})) \times 11 = 204.19 \text{ KN}$$

Poutres secondaires : $G_{ps} = \gamma_{BA} \times b_{ps} \times h_{ps} \times L_{ps} \times n$

$$\Rightarrow (25 \times 0.3 \times 0.35 \times (\frac{3.7+4.1}{2})) \times 11 = 112.61 \text{ KN}$$

➤ **Le poids du plancher**

$G = S \times (n \times G_{\text{étage}} + G_{\text{terrasse}})$. Avec : La surface afférente est donnée par :

$$S = \frac{(5.5+5.5) \times (3.7+4.1)}{4} = 21.45 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow (10 \times 5.05 + 5.48) \times 21.45 = 1200.77 \text{ KN}$$

$$NG = G + G_{pp} + G_{ps} = 1200.77 + 204.19 + 112.61 = 1517.57 \text{ KN.}$$

L'effort normal dû aux charges d'exploitations NQ :

$$NQ = Q_{\text{totale}} \times S = 10.75 \times 21.45 = 230.59 \text{ KN.}$$

Majoration de l'effort normal :

De 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans les bâtiments comportant au moins trois travées.

$$NG = 1517.57 \times 1.1 = 1669.33 \text{ KN}$$

$$NQ = 230.59 \times 1.1 = 253.65 \text{ KN}$$

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_U = (1.35 \times 1669.33 + 1.5 \times 253.65) = 2634.06 \text{ KN}$$

$$N_U = 2634.06 \text{ KN.}$$

II-6-1-Détermination de la section du poteau (a×b)

Détermination de a :

Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement C'est-à-dire

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.290a$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement

i : rayon de giration

B: section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

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

L₀ : hauteur d'étage= 3.06 m

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214}{0.290a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0.290 \times 50} = 14,76 \text{ cm}$$

On prend : **a = 50cm**

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0,7 \times 306}{0,290 \times 50} = 14,76 < 50 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination de b :

Selon les règles **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u est donnée par :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2\left(\frac{14,76}{35}\right)^2\right]}$$

$$\alpha = 0,82$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression)

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha=f(\lambda)$).

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section de l'acier comprimée zone III : $A_s = 0,9\% B_r$

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = ((a-2)(b-2))$ cm²).

$$B_r = (a - 2)(b - 2),$$

$$B_r = (50 - 2)(b - 2)$$

$$B_r = 48(b - 2)$$

$A_s = 0,9\%$ (zone III) Selon RPA 99 version 2003

$$A_s = 0,009[48(b - 2)]$$

$$A_s = 0,432(b - 2)\text{cm}^2$$

Avec:

$$\lambda = 14,76 < 50$$

$$\alpha = 0,82$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} , \gamma_b = 1,5 , \gamma_s = 1,15$$

$$N_u < 0.82 \left[\frac{48 \times (b-2) \times 2500}{0.9 \times 1.5} + 0.432(b-2) \times \frac{400 \times 100}{1.15} \right]$$

$$2634.06 \times 10^3 \leq 85210.28(b-2)$$

$$b-2 \geq \frac{2634.06 \times 10^3}{85210.28}$$

$$b \geq 30,91 + 2$$

$$b \geq 32,91 \text{ cm}$$

Donc on prend : **b = 45m**

Donc les poteaux ont la section suivante : du RDC au 3ème étage (**50 × 45**)cm².

Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) > 25\text{cm}; \text{Min}(50,45) = 45 \text{ cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) > \frac{he}{20}; \text{Min}(50,45) = 45 > \frac{306}{20} = 15.30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 = 0.25 < 1.11 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

On a 3 types de coffrages pour poteaux :

Type 1 : R.D.C, premier étage, deuxième étage, troisième étage : (**50 × 45**) cm².

Type 2 : quatrième étage ; cinquième étage, sixième étage, septième étage : (**45 × 40**) cm².

Type 3 : huitième étage, neuvième étage, dixième étage : (**40 × 35**) cm².

II-7-Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Le R.P.A 99 version 2003, considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq he / 20 \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

he : hauteur d'étage (3.06m)

$$a \geq \max \left[\frac{he}{20} ; 15\text{cm} \right]$$

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

on prend $a = 20 \text{ cm}$ tout les niveaux des voiles

$$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Alors on prend $L = 80 \text{ cm}$

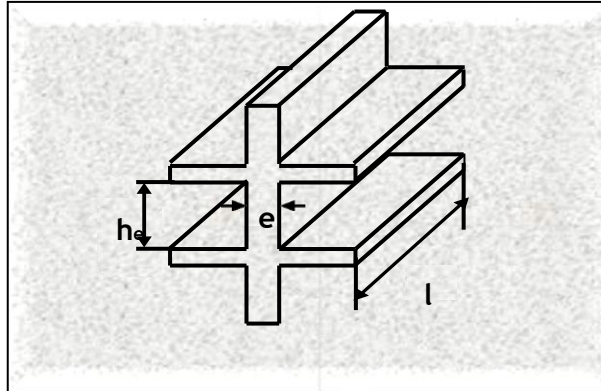


Figure-II-7 Coupe de voile en élévation

Les éléments	Niveaux		
	RDC+ 01 ^{ème} étage+02 ^{ème} étage+03 ^{ème} étage	04 ^{ème} étage+05 ^{ème} étage+06 ^{ème} étage+07 ^{ème} étage	08 ^{ème} étage+09 ^{ème} étage+10 ^{ème} étage
Poteaux	(50 × 45) cm ² .	(45 × 40) cm ² .	(40 × 35) cm ² .
Poutres principales	(30 × 45) cm ² .		
Poutres secondaires	(30 × 35) cm ² .		
Voiles	20cm		

Tableau II-8- Tableau des dimensions des différents éléments porteurs

Chapitre -III-
Calcul des planchers

III-1- Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux .
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. La structure étudiée a un seul type de planchers : Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

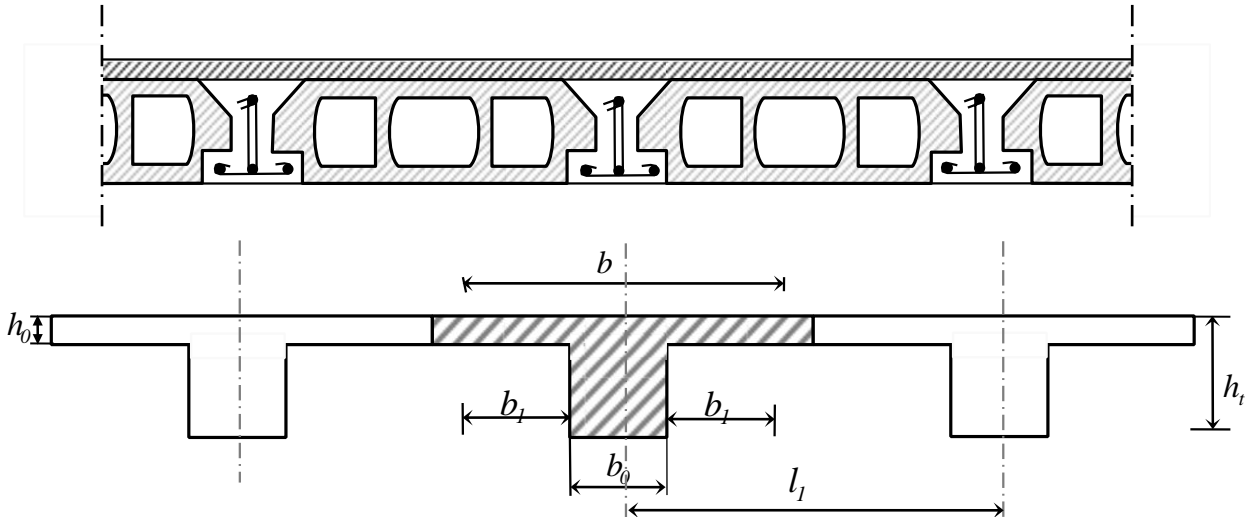


Figure III-1- : Schéma d'un plancher à corps creux

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

- Hauteur du corps creux = 16cm
- Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm

III.1- Calcul du plancher à corps creux :

III.1.1- Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t=20\text{cm}$
- Épaisseur de la nervure : $h_0=4\text{cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0=12\text{cm}$

III.1.2- Calcul de la largeur (b) de la poutrelle : Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b=2b_1+b_0$

La portée maximale est : $L = 4,44 \text{ m}$ $l_1=65\text{cm}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{444}{10} = 44,4 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 26,5$ cm.

de la condition $(b = 2b_1 + b_0) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65$ cm.

Donc on prend dans le calcul $b = 65$ cm

III.2.1- Méthode de calcul des poutrelles :

III.2.1.1- Planchers étages courant :

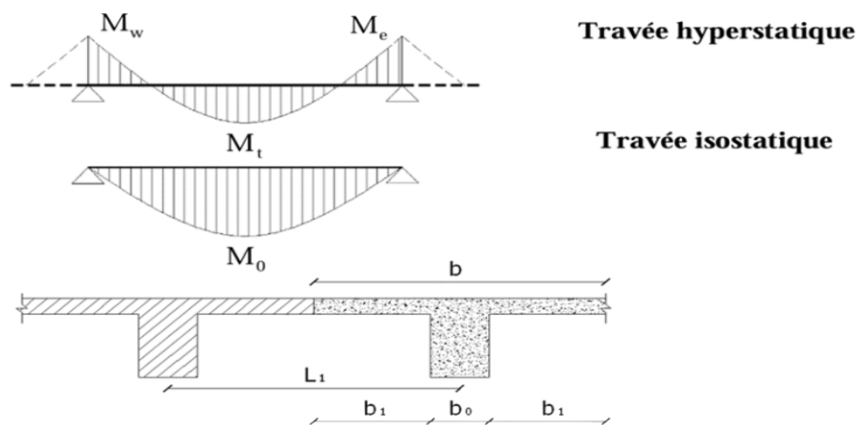
Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

III.2.1.2-Méthode forfaitaire : Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ($0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$)
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



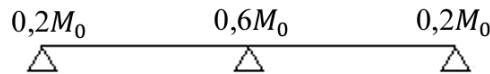
Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
 - $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée intermédiaire
 - $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée de rive avec:
- M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante
 M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée
 M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée
 M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée
 α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes Et d'exploitations.

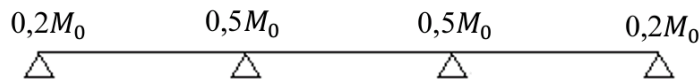
Les valeurs des moments aux appuis: Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travée

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

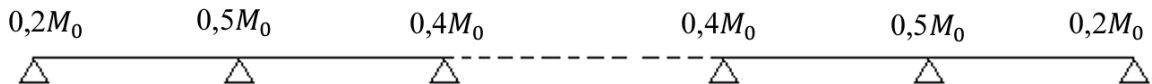
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Efforts tranchants : L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$T_w=(M_w-M_e)/l+Ql/2$

$T_e=(M_w-M_e)/l-Ql$



III.3 Calcul des poutrelles:

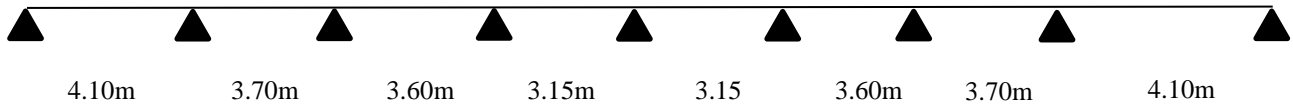
III.3.1 Etude des poutrelles planchers étages courants :

Notre bâtiment est constitué de :

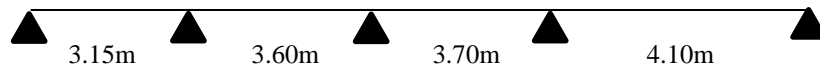
- R.D.C jusqu'au 10^{ème} étage on a (04) type de poutrelles.
- la terrasse on a (04) type de poutrelles.

a-Plancher R.D.C à 10^{ème} étage :

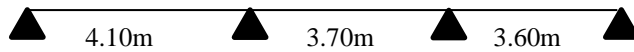
Type1 :



Type 2 :



Type 3 :



Type4 :



II.3.2- Les combinaisons des charges :

Les charges par mètre linéaire /mL

a-Plancher R.D.C à 10^{ème} étage :

$$G = 5,05 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

à l'E.L.U :

$$G = 5,05 \times 0,65 = 3,285 \text{ KN/mL} \qquad Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/mL}$$

$$\text{Donc : } q_u = (1,35G + 1,5Q) = 5,90 \text{ kN/ml}$$

à l'E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 0,65$$

$$\text{Donc : } q_s = 4,26 \text{ kN/ml}$$

b-Plancher terrasse :

$$G = 5,48 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

à l'E.L.U :

$$G = 5,48 \times 0,65 = 3,562 \text{ KN/mL} \qquad Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL}$$

$$\text{Donc : } q_u = (1,35G + 1,5Q) = 5,78 \text{ kN/ml}$$

à l'E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 0,65$$

$$\text{Donc : } q_s = 4,21 \text{ kN/ml}$$

III-2-4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

a-Plancher R.D.C à 10^{ème} étages : $G = 5,05 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,1 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b-Plancher terrasse : $G = 5,48 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,96 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c-Poutrelle à inertie constante ($I = \text{Cte}$).....condition vérifiée

d-rapport $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$.

❖ Type01 :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I
Portée	4.10	3.70	3.60	3.15	3.15	3.60	3.70	4.10
Rapport	1.11	1.02	1.14	1	0.875	0.97	0.90	

Tableau III.1 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

..... Condition vérifiée (donc on utilise la méthode forfaitaire) .

❖ Type02 :

$-0.8 \leq 3.15/3.6 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < 0.875 < 1.25$ condition vérifiée

$-0.8 \leq 3.60/3.70 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < 0.97 < 1.25$ condition vérifiée.

$-0.8 \leq 3.70/4.10 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < 0.90 < 1.25$ condition vérifiée.

.....Donc on utilise la méthode forfaitaire.

❖ Type03 :

$-0.8 \leq 4.10/3.70 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < 1.11 < 1.25$ condition vérifiée.

$-0.8 \leq 3.70/3.60 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < 1.02 < 1.25$ condition vérifiée.

.....Donc on utilise la méthode forfaitaire.

❖ Type04 :

$-0.8 \leq 2.40/3.70 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 < 6.48 < 1.25$ condition non vérifiée.

.....Donc on utilise RDM6

-Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

Plancher du 1^{er} au 10^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est peu préjudiciable à cause de l'ajout de l'étanchéité.... Condition vérifié.

III.3 Calcul des moments et des efforts tranchant

- On utilise la méthode forfaitaire :

III.3.1 Sollicitation à l'E.L.U et ELS :

III.3.2 Calcul du Type 04(Plancher RDC & étage courants):

a-Moments fléchissant (isostatiques) :

-Type 01 :



$$M_0^{AB} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 4.10^2}{8} = 12.40 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.70^2}{8} = 10.10 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.60^2}{8} = 9.56 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.15^2}{8} = 7.32 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.15^2}{8} = 7.32 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{FG} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.60^2}{8} = 9.56 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.70^2}{8} = 10.10 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{HI} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 4.10^2}{8} = 12.40 \text{ kN.m}$$

b-Moments en appuis:

-En appui (A) : $M_A = 0.2 M_0^{AB} = 2.48 \text{ kN.m}$

-En appui (B) : $M_B = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \times 0.5 = 6.20 \text{ kN.m}$

-En appui (C) : $M_C = \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \times 0.4 = 4.04 \text{ kN.m}$

-En appui (D) : $M_D = \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \times 0.4 = 3.82 \text{ kN.m}$

-En appui (E) : $M_E = \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) \times 0.4 = 2.92 \text{ kN.m}$

-En appui (F) : $M_F = \max(M_0^{EF}; M_0^{FG}) \times 0.4 = 3.82 \text{ kN.m}$

-En appui (G) : $M_G = \max(M_0^{FG}; M_0^{GH}) \times 0.4 = 4.04 \text{ kN.m}$

-En appui (H) : $M_H = \max(M_0^{GH}; M_0^{HI}) \times 0.5 = 6.20 \text{ kN.m}$

-En appui (I) : $M_I = 0.2 M_0^{HI} = 2.48 \text{ kN.m}$

c-Moments En travées :

-Calcule du coefficient α :

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1.5 / (5.05 + 1.5) = 0.23$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1.069 > 1,05, \text{ donc on doit tenir compte de } 1.069$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0.635 \text{ (travée de rive)}$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0.535 \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (A-B)} : M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_A+M_B}{2} = 1.069 \times 12.40 - \frac{2.48+6.20}{2} = 8.90 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,635.M_0 = 0.635 \times 12.40 = 7.87 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_A+M_B}{2} = 1.069 \times 12.40 - \frac{2.48+6.20}{2} = 8.90 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,635.M_0 = 0.635 \times 12.40 = 7.87 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 8.90 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (B-C)} : M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_B+M_C}{2} = 1.069 \times 10.10 - \frac{6.20+4.04}{2} = 5.67 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 10.10 = 5.40 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_B+M_C}{2} = 1.069 \times 10.10 - \frac{6.20+4.04}{2} = 5.67 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 10.10 = 5.40 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 5.67 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (C-D)} : M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_C+M_D}{2} = 1.069 \times 9.56 - \frac{4.04+3.82}{2} = 6.29 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 9.56 = 5.11 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_C+M_D}{2} = 1.069 \times 9.56 - \frac{4.04+3.82}{2} = 6.29 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 9.56 = 5.11 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 6.29 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (D-E)} : M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_D+M_E}{2} = 1.069 \times 7.32 - \frac{3.82+2.92}{2} = 4.45 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 7.32 = 3.91 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_D+M_E}{2} = 1.069 \times 7.32 - \frac{3.82+2.92}{2} = 4.45 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 7.32 = 3.91 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 4.45 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (E-F)} : M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_E+M_F}{2} = 1.069 \times 7.32 - \frac{2.92+3.82}{2} = 4.45 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 7.32 = 3.91 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_E+M_F}{2} = 1.069 \times 7.32 - \frac{2.92+3.82}{2} = 4.45 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 7.32 = 3.91 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 4.45 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (F-G)} : M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_F+M_G}{2} = 1.069 \times 9.56 - \frac{3.82+4.04}{2} = 6.29 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 9.56 = 5.11 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_F+M_G}{2} = 1.069 \times 9.56 - \frac{3.82+4.04}{2} = 6.29 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 9.56 = 5.11 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 6.29 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (G-H)} : M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_G+M_H}{2} = 1.069 \times 10.10 - \frac{4.04+6.20}{2} = 5.67 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 10.10 = 5.40 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_G+M_H}{2} = 1.069 \times 10.10 - \frac{4.04+6.20}{2} = 5.67 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 10.10 = 5.40 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 5.67 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (H-I)} : M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_H+M_I}{2} = 1.069 \times 12.40 - \frac{6.20+2.48}{2} = 8.90 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,635.M_0 = 0.635 \times 12.40 = 7.87 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_H+M_I}{2} = 1.069 \times 12.40 - \frac{6.20+2.48}{2} = 8.90 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,635.M_0 = 0.635 \times 12.40 = 7.87 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 8.90 \text{ kN.m}$$

d-Efforts tranchants : Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

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

Avec : $\begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$

Travée(A-B):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5.90 \times 4.10}{2} + \frac{2.48 - 6.20}{4.10} = 11.20 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5.90 \times 4.10}{2} - \frac{2.48 - 6.20}{4.10} = -13 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(B-C):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5.90 \times 3.70}{2} + \frac{6.20 - 4.04}{3.70} = 11.49 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5.90 \times 3.70}{2} - \frac{6.20 - 4.04}{3.70} = -10.33 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(C-D):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5.90 \times 3.60}{2} + \frac{4.04 - 3.82}{3.60} = 10.68 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5.90 \times 3.60}{2} - \frac{4.04 - 3.82}{3.60} = -10.56 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(D-E):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{5.90 \times 3.15}{2} + \frac{3.82 - 2.92}{3.15} = 9.57 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{DE}}{2} - \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{5.90 \times 3.15}{2} - \frac{3.82 - 2.92}{3.15} = -9.01 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(E-F):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{5.90 \times 3.15}{2} + \frac{2.92 - 3.82}{3.15} = 9.01 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{EF}}{2} - \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{5.90 \times 3.15}{2} - \frac{2.92 - 3.82}{3.15} = -9.57 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(F-G):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = \frac{5.90 \times 3.60}{2} + \frac{3.82 - 4.04}{3.60} = 10.56 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{FG}}{2} - \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = \frac{5.90 \times 3.60}{2} - \frac{3.82 - 4.04}{3.60} = -10.68 \text{KN} \end{cases}$$

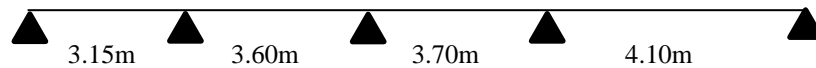
Travée(G-H):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{GH}}{2} + \frac{M_G - M_H}{l_{GH}} = \frac{5.90 \times 3.70}{2} + \frac{4.04 - 6.20}{3.70} = 10.33 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{GH}}{2} - \frac{M_G - M_H}{l_{GH}} = \frac{5.90 \times 3.70}{2} - \frac{4.04 - 6.20}{3.70} = -11.50 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(H-I):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{HI}}{2} + \frac{M_H - M_I}{l_{HI}} = \frac{5.90 \times 4.10}{2} + \frac{6.20 - 2.48}{4.10} = 13 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{HI}}{2} - \frac{M_H - M_I}{l_{HI}} = \frac{5.90 \times 4.10}{2} - \frac{6.20 - 2.48}{4.10} = -11.20 \text{KN} \end{cases}$$

-Type02 :



a-Calcul des moments isostatique:

$$M_0^{AB} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.15^2}{8} = 7.32 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.60^2}{8} = 9.56 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.70^2}{8} = 10.10 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 4.10^2}{8} = 12.40 \text{ kN.m}$$

b-Moments en appuis:

-En appui (A) : $M_A = 0.2 M_0^{AB} = 1.46 \text{ kN.m}$

-En appui (B) : $M_B = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \times 0.4 = 4.78 \text{ kN.m}$

-En appui (C) : $M_C = \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \times 0.4 = 4.04 \text{ kN.m}$

-En appui (D) : $M_D = \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \times 0.4 = 6.20 \text{ kN.m}$

-En appui (E) : $M_E = 0.2 M_0^{DE} = 2.48 \text{ kN.m}$

c-Moments En travées

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (A-B) : } M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.069 \times 7.32 - \frac{1.46 + 4.78}{2} = 4.71 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,635.M_0 = 0.635 \times 7.32 = 4.64 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.069 \times 7.32 - \frac{1.46 + 4.78}{2} = 4.71 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,635.M_0 = 0.635 \times 7.32 = 4.64 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 4.71 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (B-C) : } M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.069 \times 9.56 - \frac{4.78 + 4.04}{2} = 5.81 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 9.56 = 5.11 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.069 \times 9.56 - \frac{4.78 + 4.04}{2} = 5.81 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 9.56 = 5.11 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 5.81 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (C-D) : } M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.069 \times 10.10 - \frac{4.04 + 6.20}{2} = 5.67 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 10.10 = 5.40 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.069 \times 10.10 - \frac{4.04 + 6.20}{2} = 5.67 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 10.10 = 5.40 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 5.67 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (D-E) : } M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.069 \times 12.40 - \frac{6.20 + 2.48}{2} = 8.90 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 12.40 = 7.87 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.069 \times 12.40 - \frac{6.20 + 2.48}{2} = 8.90 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 12.40 = 7.87 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 8.90 \text{ kN.m}$$

d-Efforts tranchants :**Travée(A-B):**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5.90 \times 3.15}{2} + \frac{1.46 - 4.78}{3.15} = 8.24 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{5.90 \times 3.15}{2} - \frac{1.46 - 4.78}{3.15} = -10.35 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(B-C):

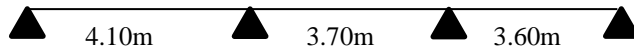
$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5.90 \times 3.60}{2} + \frac{4.78 - 4.04}{3.60} = 10.83 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{5.90 \times 3.60}{2} - \frac{4.78 - 4.04}{3.60} = -10.41 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(C-D):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5.90 \times 3.70}{2} + \frac{4.04 - 6.20}{3.70} = 10.33 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5.90 \times 3.70}{2} - \frac{4.04 - 6.20}{3.60} = -11.50 \text{KN} \end{cases}$$

Travée(D-E):

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{5.90 \times 4.10}{2} + \frac{6.20 - 2.48}{4.10} = 13 \text{KN} \\ T_e = \frac{ql_{DE}}{2} - \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{5.90 \times 4.10}{2} - \frac{6.20 - 2.48}{3.15} = -11.20 \text{KN} \end{cases}$$

Type 3 :**a-Calcul des moments isostatique:**

$$M_0^{AB} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 4.10^2}{8} = 12.40 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.70^2}{8} = 10.10 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{5.90 \times 3.60^2}{8} = 9.56 \text{ kN.m}$$

b-Moments en appuis:

$$\text{-En appui (A) : } M_A = 0.2 M_0^{AB} = 2.48 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En appui (B) : } M_B = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \times 0.5 = 6.20 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En appui (C) : } M_C = \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \times 0.5 = 5.05 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En appui (D) : } M_D = 0.2 M_0^{CD} = 1.91 \text{ kN.m}$$

c-Moments En travées :

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (A-B) : } M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_A+M_B}{2} = 1.069 \times 12.40 - \frac{2.48+6.20}{2} = 8.90 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,635.M_0 = 0.635 \times 12.40 = 7.87 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_A+M_B}{2} = 1.069 \times 12.40 - \frac{2.48+6.20}{2} = 8.90 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,635.M_0 = 0.635 \times 12.40 = 7.87 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 8.90 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (B-C) : } M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_B+M_C}{2} = 1.069 \times 10.10 - \frac{6.20+5.05}{2} = 5.17 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 10.10 = 5.40 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_B+M_C}{2} = 1.069 \times 10.10 - \frac{6.20+5.05}{2} = 5.17 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 10.10 = 5.40 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 5.40 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{-Travée (C-D) : } M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_C+M_D}{2} = 1.069 \times 9.56 - \frac{5.05+1.91}{2} = 6.74 \text{ kN.m} \\
 M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 9.56 = 5.11 \text{ kN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1,069.M_0 - \frac{M_C+M_D}{2} = 1.069 \times 9.56 - \frac{5.05+1.91}{2} = 6.74 \text{ kN.m} \\ M_t &\geq 0,535.M_0 = 0.535 \times 9.56 = 5.11 \text{ kN.m} \end{aligned}} \right\} \Rightarrow M_t = 6.74 \text{ kN.m}$$

d-Efforts tranchants :

Travée(A-B) :

$$\begin{cases}
 T_w = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A-M_B}{l_{AB}} = \frac{5.90 \times 4.10}{2} + \frac{2.48-6.20}{4.10} = 11.19 \text{ KN} \\
 T_e = \frac{ql_{AB}}{2} - \frac{M_A-M_B}{l_{AB}} = \frac{5.90 \times 4.10}{2} - \frac{2.48-6.20}{4.10} = -13 \text{ KN}
 \end{cases}$$

Travée(B-C) :

$$\begin{cases}
 T_w = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B-M_C}{l_{BC}} = \frac{5.90 \times 3.70}{2} + \frac{6.20-5.05}{3.70} = 11.22 \text{ KN} \\
 T_e = \frac{ql_{BC}}{2} - \frac{M_B-M_C}{l_{BC}} = \frac{5.90 \times 3.70}{2} - \frac{6.20-5.05}{3.70} = -10.60 \text{ KN}
 \end{cases}$$

Travée(C-D) :

$$\begin{cases}
 T_w = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C-M_D}{CD} = \frac{5.90 \times 3.60}{2} + \frac{5.05-1.91}{3.60} = 11.50 \text{ KN} \\
 T_e = \frac{ql_{CD}}{2} - \frac{M_C-M_D}{CD} = \frac{5.90 \times 3.60}{2} - \frac{5.05-1.91}{3.60} = -9.75 \text{ KN}
 \end{cases}$$

Type4 :



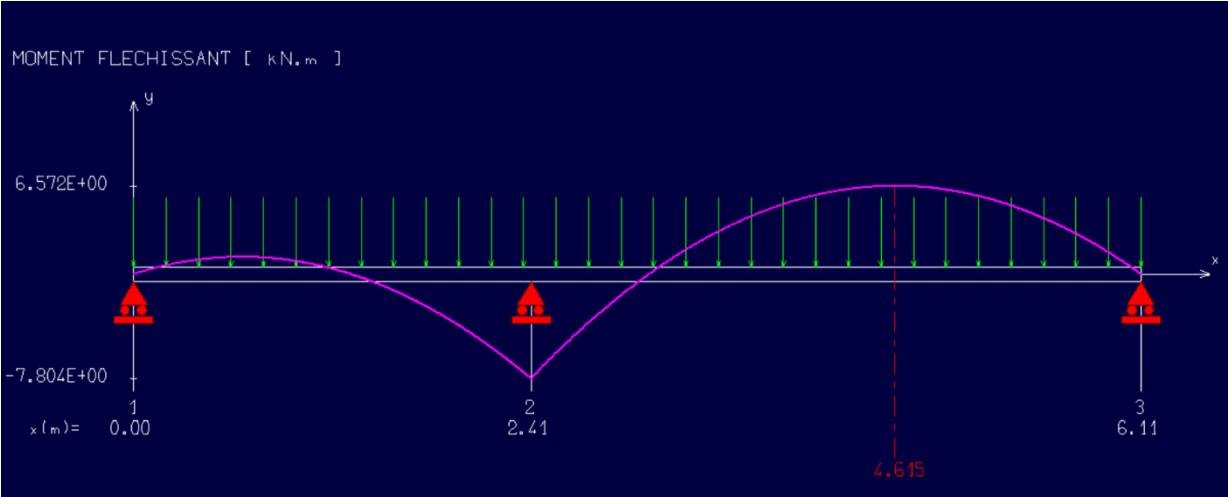


Figure III - 2: Diagramme moment fléchissant

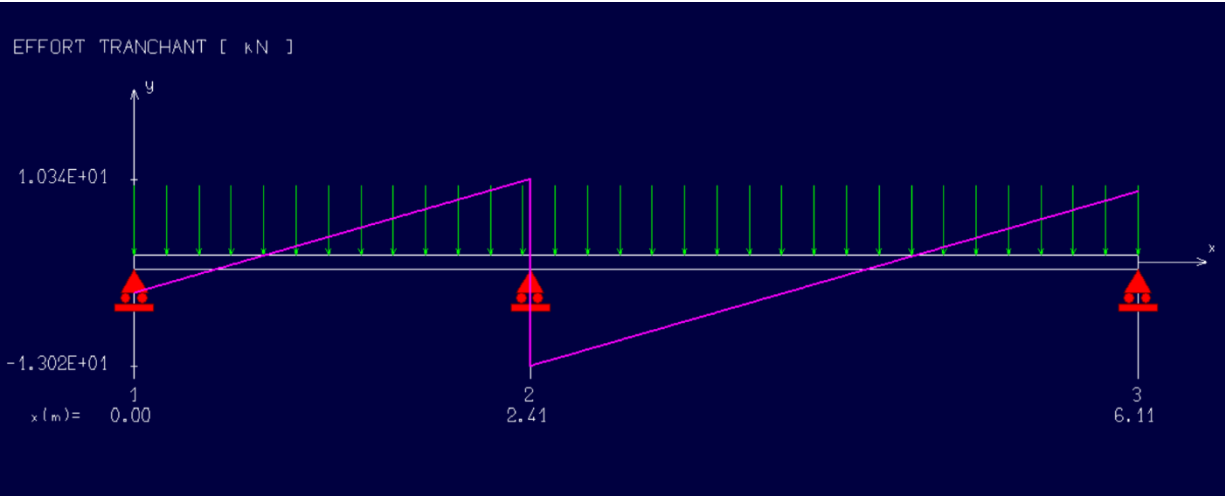


Figure III - 3 : Diagramme effort tranchant

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages

Type de plancher	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M _t	M _w	M _e
Type(01)	AB	4.10	8.90	2.48	6.20	11.19	-13	6.43	1.80	4.47
	BC	3.70	5.67	6.20	4.04	11.50	-10.33	4.10	4.47	2.92
	CD	3.60	6.29	4.04	3.82	10.68	-10.56	4.53	2.92	2.76
	DE	3.15	4.45	3.82	2.92	9.75	-9.01	3.21	2.76	2.11
	EF	3.15	4.45	2.92	3.82	9.01	-9.75	3.21	2.11	2.76
	FG	3.60	6.29	3.82	4.04	10.56	-10.68	4.53	2.76	2.92
	GH	3.70	5.67	4.04	6.20	10.33	-11.50	4.10	2.92	4.47
	HI	4.10	8.90	6.20	2.48	13	-11.19	6.43	4.47	1.80
Type(02)	AB	3.15	4.71	1.46	4.78	8.24	-10.35	3.39	1.06	3.45
	BC	3.60	5.81	4.78	4.04	10.83	-10.41	4.19	3.45	2.91
	CD	3.70	5.66	4.04	6.20	10.33	-11.50	4.09	2.91	4.47
	DE	4.10	8.90	6.20	2.48	13	-11.19	6.43	4.47	1.79
Type(03)	AB	4.10	8.90	2.48	6.20	11.19	-13	6.43	1.79	4.47
	BC	3.70	5.40	6.20	5.05	11.23	-10.60	3.89	4.47	3.64
	CD	3.60	6.74	5.05	1.91	11.50	-9.79	4.86	3.64	1.38
Type(04)	AB	2.41	6.57	0.86	7.8	10.34	-13.02	4.74	0.62	5.63
	BC	3.70		7.8	2.02				5.63	1.46
M max										

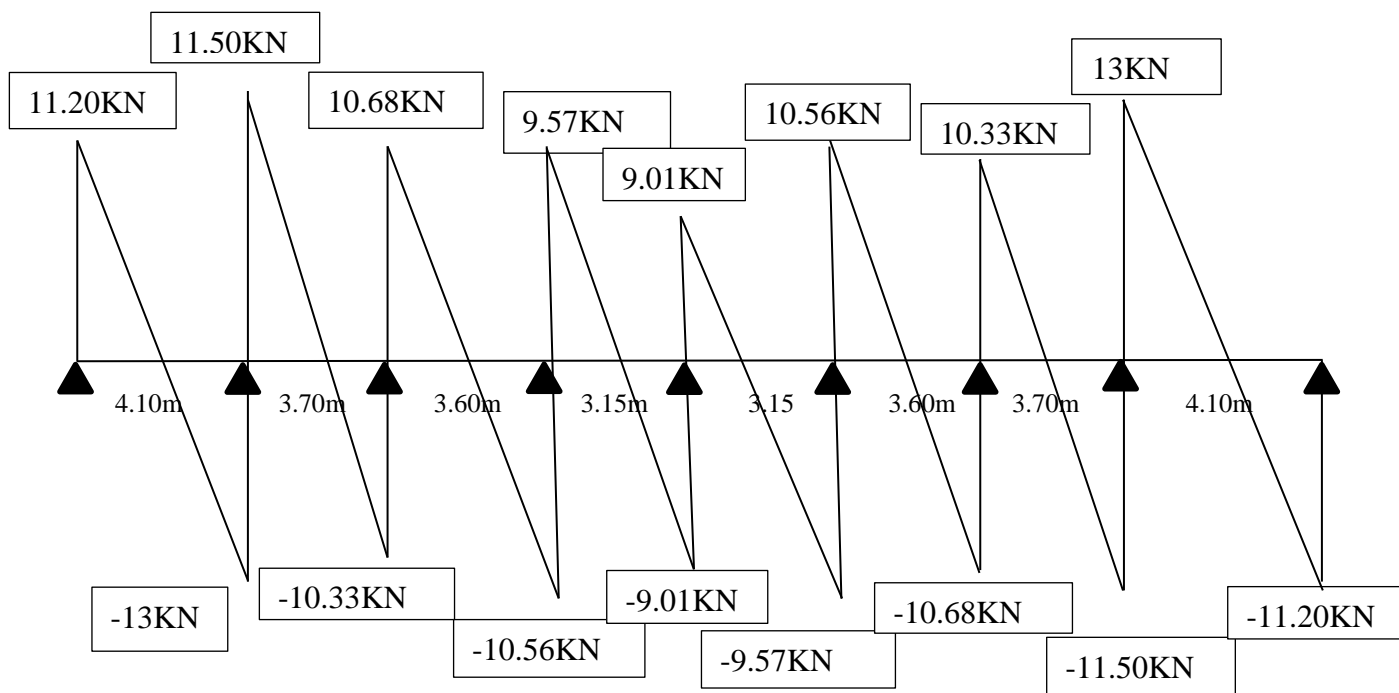


Figure III-4 : diagramme des efforts tranchants

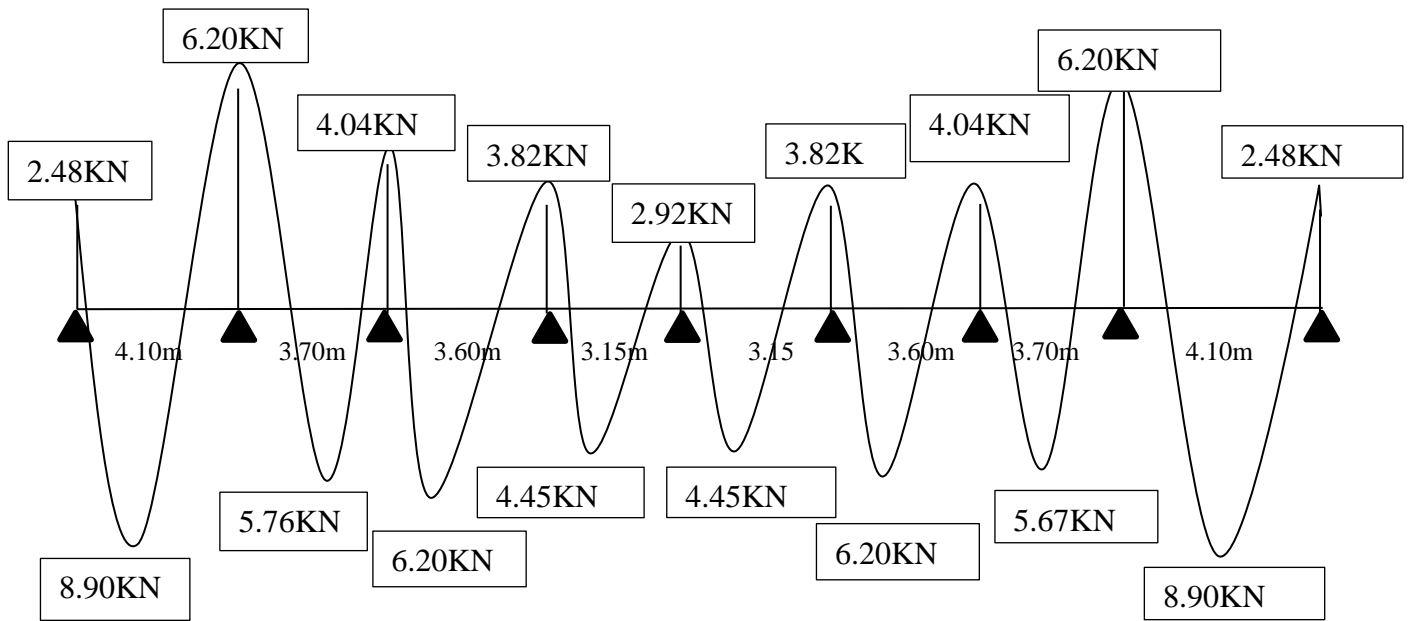
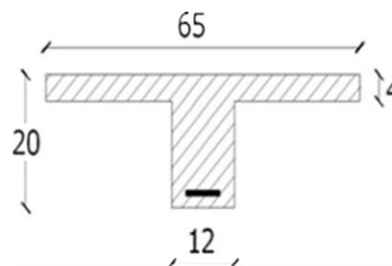


figure III-5 : diagramme des moments fléchissant

III.3.3 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U et en suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S



Données :

- Largeur de la table : $b = 65$ cm.
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm.
- La hauteur de la table : $h_0 = 4$ cm.
- La hauteur de la nervure : $h_t = 20$ cm.
- Hauteur utile : $d = 0.9h_t = 18$ cm .
- $f_e = 400$ MPa .
- $f_{c28} = 25$ MPa .
- $f_{c28} = 2.1$ MPa .

Ferrailage des poutrelles type 01 :

➤ ELU :

Etage courant :

En travée : Moment équilibré par la table " Mt "

$$M_t = 8.90 \text{ kN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t-\max} = 8.90 \text{ kN.m} < 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{8.90 \times 10^{-3}}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.029$$

$$\beta = 0.9855$$

$$A_s = \frac{8.90 \times 10^{-3}}{0.9855 \times 18 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

$$V_2 = \frac{(b \times h_0 \times (h_t - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \times (h_t - h_0) \times (\frac{h_t - h_0}{2}))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))} = \frac{(65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2})) + (12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2}))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))}$$

$$V_2 = 13.75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3} = \frac{65 \times 6.25^3 - ((65-12) \times (6.25-4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20-6.25)^3}{3}$$

$$I = 15486.91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = 0.36 \text{ cm}^2 < A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 3T10 : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis de rive :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ rive}} = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{2.48 \times 10^{-3}}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.045$$

$$\beta = 0.9765$$

$$A_s = \frac{2.48 \times 10^{-3}}{0.9756 \times 18 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 > A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 1T12 filante : $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ intermédiaire}} = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{ int}}}{bxd^2xF_{bc}} = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.112$$

$$\beta = 0.940$$

$$A_s = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{0.940 \times 18 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{1 \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 < A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 1T10 filante +1T10 chapeau : $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Ferraillage des poutrelles type 02 :

En travée :

$$M_t = 8.90 \text{ kN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\text{-max}} = 8.90 \text{ kN.m} < 58.95 \text{ kN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bxd^2xF_{bc}} = \frac{8.90 \times 10^{-3}}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.029$$

$$\beta = 0.9855$$

$$A_s = \frac{8.90 \times 10^{-3}}{0.9855 \times 18 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = 0.36 \text{ cm}^2 < A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 3T10 : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis de rive :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a\text{ rive}} = 2.48 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bxd^2xF_{bc}} = \frac{2.48 \times 10^{-3}}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.045$$

$$\beta = 0.9765$$

$$A_s = \frac{2.48 \times 10^{-3}}{0.9756 \times 18 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{1 \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 > A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 1T12 filante : $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ intermédiaire}} = 6.20 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ int}}}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.112$$

$$\beta = 0.940$$

$$A_s = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{0.940 \times 18 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{1 \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 < A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 1T10 filante + 1T10 chapeau : $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Ferraillage des poutrelles type 03 :

➤ **En travée :**

$$M_t = 8.90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t-\max} = 8.90 \text{ kN.m} < 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{8.90 \times 10^{-3}}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.029$$

$$\beta = 0.9855$$

$$A_s = \frac{8.90 \times 10^3}{0.9855 \times 18 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = 0.36 \text{ cm}^2 < A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 3T10 : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis de rive :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ rive}} = 2.48 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{2.48 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.045$$

$$\beta = 0.9765$$

$$A_s = \frac{2.48 \times 10^{-3}}{0.9756 \times 18 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{1 \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 > A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 1T12 filante : $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$Ma_{\text{intermédiaire}} = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma_{\text{int}}}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{6.20 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.112$$

$$\beta = 0.940$$

$$A_s = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{0.940 \times 18 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{1 \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2 < A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 1T10 filante + 1T10 chapeau : $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

Ferraillage des poutrelles type 04 :

➤ **En travée :**

$$M_t = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t-\max} = 7.80 \text{ KN.m} < 58.95 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{6.57 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.071$$

$$\beta = 0.9635$$

$$A_s = \frac{6.57 \times 10^3}{0.9635 \times 18 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_s = 1.10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 3T10 : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis de rive :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$Ma_{\text{rive}} = 0.2 \times \frac{qL^2}{8} = 0.2 \times \frac{5.9 \times 3.7^2}{8} = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$Ma_{rive} = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bxd^2xF_{bc}} = \frac{2.02 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.036$$

$$\beta = 0.982$$

$$As = \frac{2.02 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$As = 0.33 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Donc prend 1T12 filante : $As = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires :** $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$Ma_{intermédiaire} = 7.80 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{Ma_{int}}{bxd^2xF_{bc}} = \frac{7.80 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.141$$

$$\beta = 0.9235$$

$$As = \frac{7.80 \times 10^3}{0.9235 \times 18 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As = 1.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 1T10 filante + 1T10 chapeau : $As = 1.57 \text{ cm}^2$

Détermination du ferrailage (armatures transversales A_t) :

- **Diamètre :** $\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

- **Espacements des cadres :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(16.2 ; 40 \text{ cm})$$

D'après le RPA99/V2003,

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } St \leq 15\Phi_l \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

III-4 Vérification :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

τ_u : effort tranchant maximal

➤ **Plancher étage :**

$$T_u = 14.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \tau_u = \frac{13.02 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.60 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.3 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

En travée : $M_{ser} = 6.43 \text{ KN.m}$

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$32.5y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \Rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$y = 3.92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2 = \frac{65(3.92)^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.92)^2 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Pour le béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{6.43 \times 10^3}{8323.04} \times 3.92 = 3.03 \text{ Mpa}$$

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

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

$\sigma_{bc} = 3.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ **Pour les aciers tendus : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$**

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6.43 \times 10^3}{8323.04} \times (18 - 3.92) = 163.16 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 267 \text{MPa}; 202 \text{MPa} \} = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 162.62 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0.05 > 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0.5 > \frac{6.43}{15 \times 8.59} = 0.049 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

$$\frac{A_{smax}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée .}$$

Calcul de la flèche : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{tj}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^2}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{10^3 \times 4.26 \times (4.1)^4}{32164.20 \times 15486.91} = 3.38 \text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{3900}{200} = 19.5 \text{mm}$$

$$f_{cal} = 3.38 \text{mm} < f_{adm} = 19.5 \text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

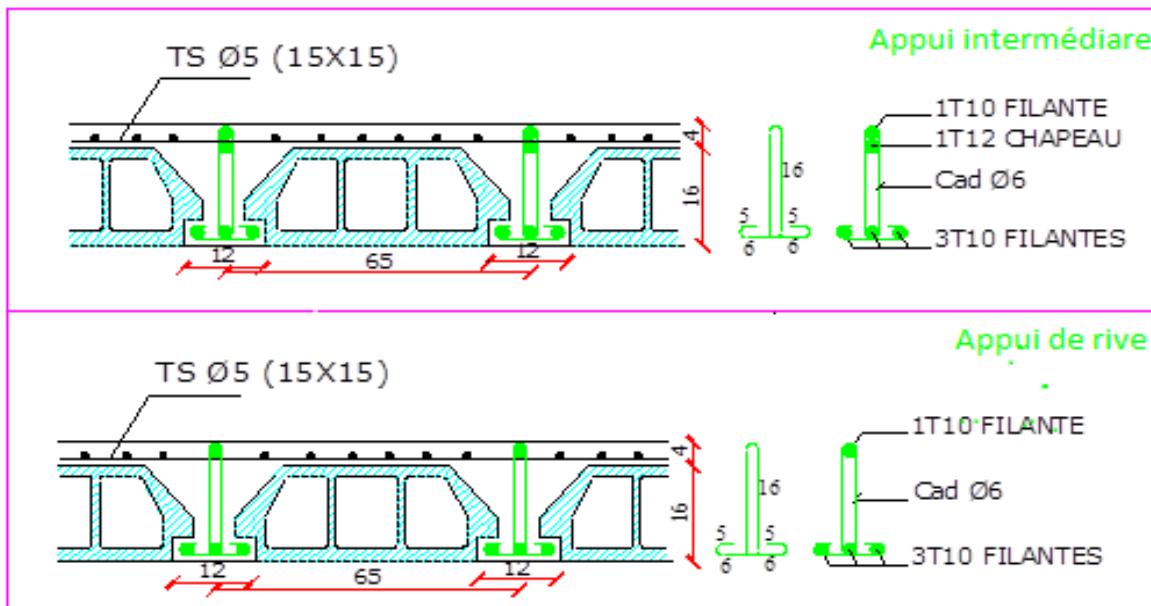


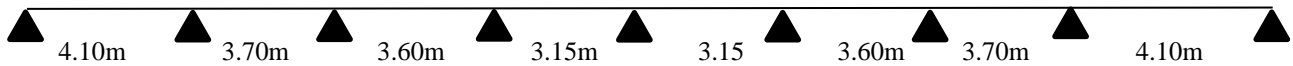
Figure III-6- : ferrailage de plancher (RDC...9 eme étage) plus les poutrelles (étage courant)

III-5 Plancher terrasse accessible :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,78 \text{KN/mL.}$$

$$q_{ser} = G + Q = 4,21 \text{KN/mL.}$$

Type 01 :



Type 02:

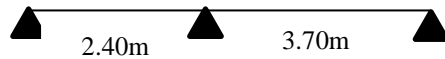


Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux plancher terrasse.

type	Marive	Maint	T	Mtmax
01	1.98	7.65	12.75	6.43
02	2.43	9.71	14.21	7.77

III-5-1 Sollicitation à l'E.L.U et ELS

Les sollicitations qui agissent sur la terrasse sont calculées à l'aide du logiciel RDM6

➤ l'E.L.U

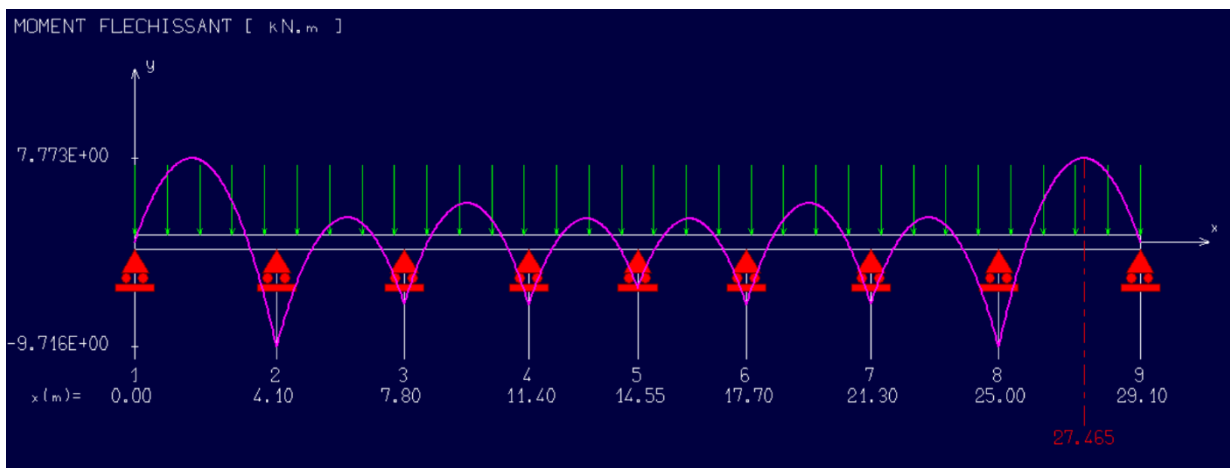


Figure III - 7 : Diagramme moment fléchissant terrasse accessible

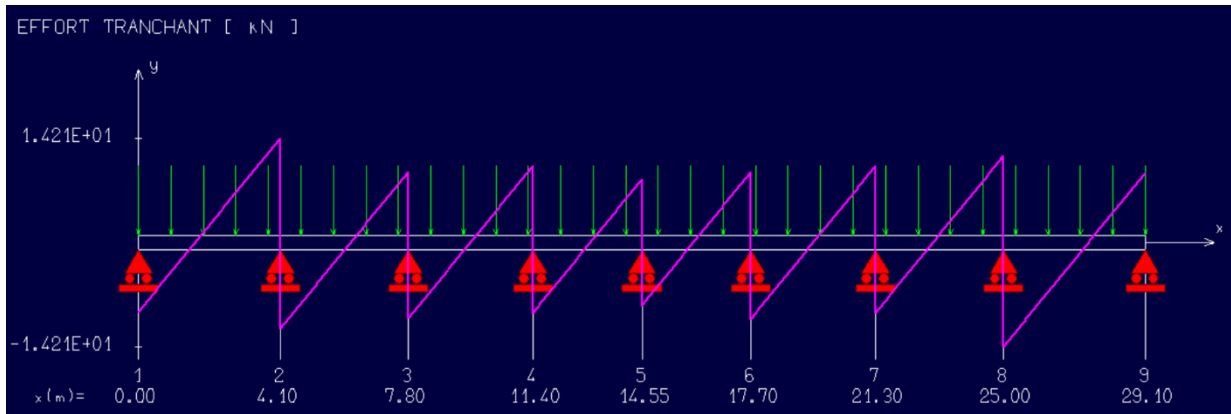


Figure III - 8 : Diagramme effort tranchant terrasse accessible

Moment isostatique :

$q_u = 5.78 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.78 \times 4.1^2}{8} = 12.14 \text{ KN.m}$$

Sur appui : $M_a = 0.2 \times M_0 = 2.43 \text{ KN.m}$

➤ **P.E.L.S :**

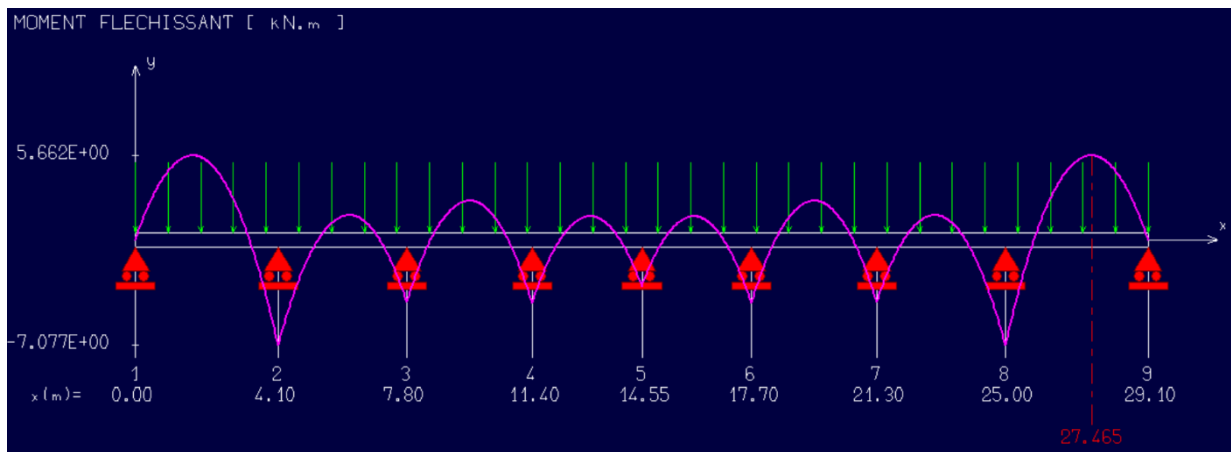


Figure III - 9 : Diagramme moment fléchissant terrasse accessible

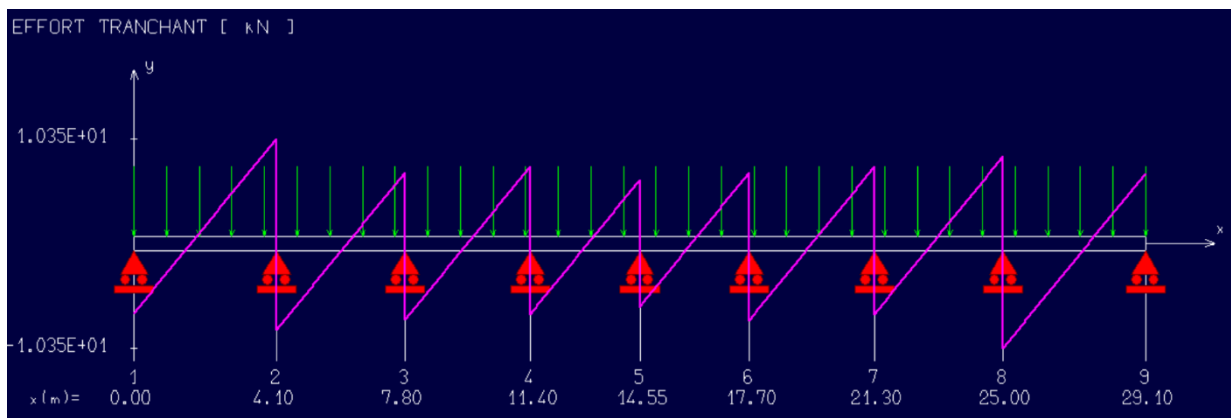


Figure III - 10 : Diagramme effort tranchant terrasse accessible

Moment isostatique :

$q_{ser} = 4.21 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{4,21 \times 4,1^2}{8} = 8,85 \text{ KN.m}$$

Sur appui : $M_a = 0,2 \times M_0 = 1,77 \text{ KN.m}$

Les sollicitations retenues pour le calcul de ferrailages sont :

$$M_t = 7,77 \text{ KN.m}$$

ELU : $M_{a \text{ int}} = 9,71 \text{ KN.m}$

$$M_{a \text{ rive}} = 2,43 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 14,21 \text{ KN}$$

$$M_t = 5,66 \text{ KN.m}$$

ELS : $M_{a \text{ int}} = 7,07 \text{ KN.m}$

$$M_{a \text{ rive}} = 1,77 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 10,35 \text{ KN}$$

Détermination du ferrailage (armatures longitudinales) :

$$M_t = 7,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ rive}} = 2,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ int}} = 9,91 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :** $M_t = 7,77 \text{ KN.m}$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 7,77 \text{ KN.m} < M_t = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{7,77 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,026$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_s = \frac{7,77 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

$$V_2 = \frac{(b \times h_0 \times (h_t - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \times (h_t - h_0) \times (\frac{h_t - h_0}{2}))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))} = \frac{(65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2})) + (12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2}))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))}$$

$$V_2 = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0))^3}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3} = \frac{65 \times 6,25^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4))^3}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 1548,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\text{min}} = \frac{1548,91 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,27 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 3T10 : $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis de rive** : $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ rive}} = 2.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{2.43 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.044$$

$$\beta = 0.978$$

$$A_s = \frac{2.02 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.40 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Donc prend 1T12 filante : $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires** : $(b_0 \times h_t) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \text{ intermédiaire}} = 9.71 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ int}}}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{9.71 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.176$$

$$\beta = 0.902$$

$$A_s = \frac{9.71 \times 10^3}{0.902 \times 18 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1548.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.25 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 2T12 : $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Détermination du ferrailage (armatures transversales A_t) :

- **Diamètre** : $\Phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \Phi_L)$

$$\Phi_t \leq \min(200/35 ; 120/10 ; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

- **Espacements des cadres** :

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(16.2 ; 40 \text{ cm})$$

D'après le RPA99/V2003,

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } St \leq 15\Phi_l \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

III-5-2 Vérification :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

τ_u : effort tranchant maximal

➤ **Plancher terrasse :**

$T_u = 14.21 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \tau_u = \frac{14.21 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.66 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.27; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa} \right\}$$

$= \min \{ 4.5 \text{ MPa}; 7 \text{ MPa} \} = 4.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 4.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

✓ **Position de l'axe neutre :**

En travée : $M_{ser} = 5.66 \text{ KN.m}$

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

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

$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 2.36 \text{ cm}^2$

$$32.5y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \Rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$y = 3.92 \text{ cm}$

$y = 3.92 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A(d - y)^2 = \frac{65(3.92)^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.92)^2 = 7350.86 \text{ cm}^4$$

Pour le béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{5.66 \times 10^3}{7350.86} \times 3.92 = 3.02$$

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

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

$\sigma_{bc} = 3.02 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ **Pour les aciers tendus :** $\overline{\sigma_{st}} < \sigma_{st}$

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5.66 \times 10^3}{7350.86} \times (18 - 3.92) = 162.62 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \text{ MPa}; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \text{ MPa} \right\}$$

$\overline{\sigma_{st}} = \min \{ 267 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa} \} = 202 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 162.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

○ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.049 > 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.049 > \frac{5.66}{15 \times 8.85} = 0.042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_{smax}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche : $f_{cal} \leq \overline{f_{adm}}$

$E=11000 \times \sqrt[3]{f_{tj}}=11000 \times \sqrt[3]{25}=32164.20 \text{ MPa}$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^2}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{10^3 \times 4.21 \times (4.1)^4}{32164.20 \times 15486.91} = 3.11 \text{ mm}$$

$$\overline{f_{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{4100}{200} = 20.5 \text{ mm}$$

$f_{cal} = 3.11 \text{ mm} < \overline{f_{adm}} = 20.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

III.5. Disposition du ferrillage :

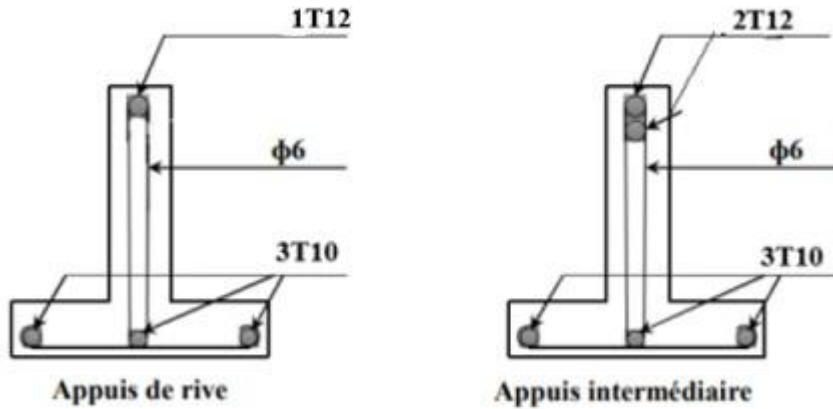


Figure III-11 : Disposition du ferrillage terrasse accessible.

III-7 La dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armé d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

-20cm (5. par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-33cm (3. Par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left(\frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \left(\frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ avec écartement entre axe des nervures}$$

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$L=0,65 \text{ m} ; f_e=215 \text{ Mpa}$

$$50\text{cm} \leq 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{215} = 1,21\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend $5\Phi 8 = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$

$$A_{//} \geq \frac{2,51}{2} = 1,26\text{cm}^2$$

On prend un quadrillage de section avec un espacement de 20 cm.

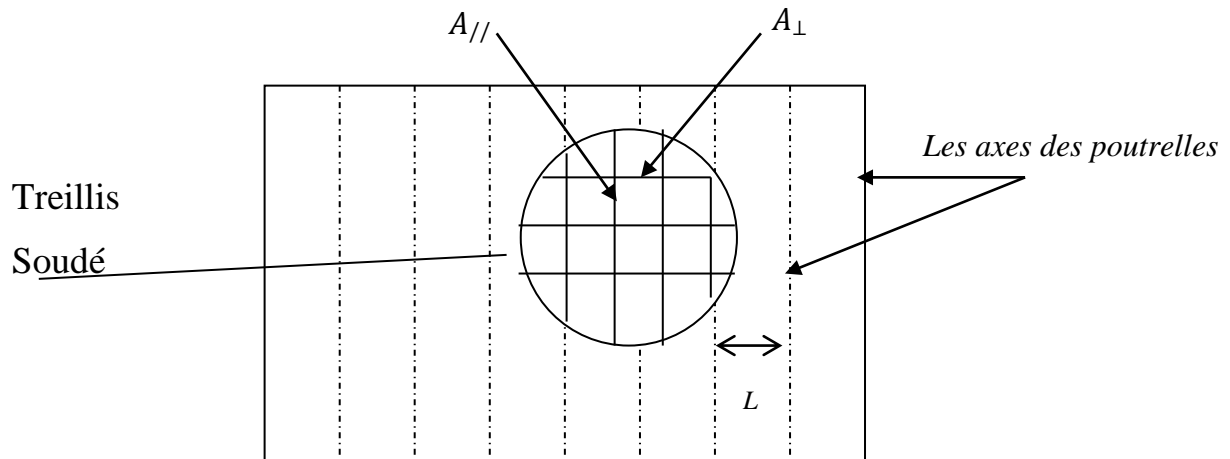


Figure III-12 : Ferrailage de la dalle de compression

Chapitre -IV-

Calcul des élément non
structuraux

IV-1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement, le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va calculer les éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les balcons.
- L'ascenseur.

IV-2 Acrotère :

Un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encasté à sa base au plancher de la terrasse

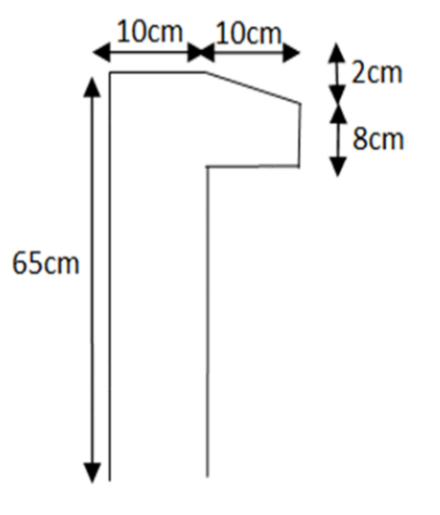


Figure IV : -1- : Dimension de l'acrotère.

IV-2-1 Calcul des sollicitations

a-Poids propre :

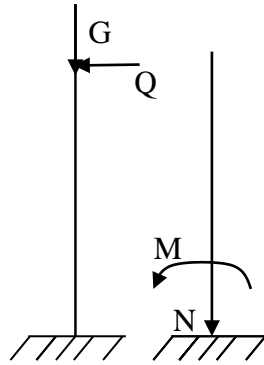
$$S = \left[\frac{(0,02 \times 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,65) + (0,08 \times 0,1) \right] = 0,074 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,074 \times 25 = 1,85 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_{en} = (0,18 \times 2) \times (10 \times 65 + 55 + 10 + 8 + (\sqrt{10^2 + 2^2})) = 0,57 \text{ KN}$$

$$G = 1,85 + 0,57 = 2,42 \text{ KN}$$

**b-Effort normal :**

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1\text{KN/ml}$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.42 = 3.27\text{KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = 2.42\text{KN}$$

c-Moment de flexion :

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.65 = 0.98\text{KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.65\text{KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

d-Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1\text{KN}$$

$$V_u = 1.5 \times V = 1.5\text{KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1\text{KN}$$

e-Enrobage : Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $C = C' = 2\text{cm}$

f-L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.98}{3.27} = 0.30\text{m}$$

$$\frac{ep}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 < 0.30\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV-2-2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 3.27 \times (0.30 + 0.05 - 0.02) = 1.079\text{KN.m}$$

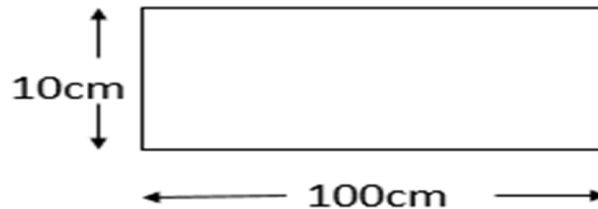
$$((d-c') N_u - M_u) \leq (0.337 \cdot h - 0.81c') f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c') N_u - M_u) \leq (0.09 - 0.02) \times 3.27 - 0.98 = -0.75\text{KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c')f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02)14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.1 = 24.80 \text{ KN.m} - 0.75 \text{ KN.m} < 24.80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b.h = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$



IV-2-3 Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{0.98 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.085$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :**

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668 ; 1000\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668(1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392 > \mu = 0.0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

On calcul:

- A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple .
- A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0.98 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.31 - \frac{3.27 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} = 0.32 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} ; A_{min} = 0.32 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.087 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml soit } 4\phi 8 \text{ p.m} \rightarrow \text{st} = 25 \text{ cm}$$

- Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \text{ on adopte : } A_s = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 3\phi 8 \text{ p.m}$$

IV.2.4 Vérification des contraintes (E. L. S) :

a-Moment de service :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 2.42 \times (0.30 - 0.02 + \frac{0.1}{2}) = 0.80 \text{ KN}.$$

b-Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 13.15 y_1 + 271.35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2.048 \text{ cm}$$

c-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2.048)^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (9 - 2.048)^2$$

$$I = 1743.49 \text{ cm}^4$$

d- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{800}{1743.49} \times 2.048 = 0.94 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η : coefficient de fissuration $\eta = 1.6$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 226.67 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{800}{1743.49} (9 - 2.048) = 47.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 47.85 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5Q = 1.5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.5}{0.09 \times 1} = 16.67 \text{ KN/m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5\text{ MPa} ; 4\text{ MPa}) \Rightarrow 2.5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.017\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients A, C_p , et W_p sont obtenus par le RPA99v2003

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0.15$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2.42\text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0.8 \times 2.42 \times 0.15 = 1.16\text{KN}$

$F_p = 1.16\text{KN} < 1.5.Q = 1.5\text{KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

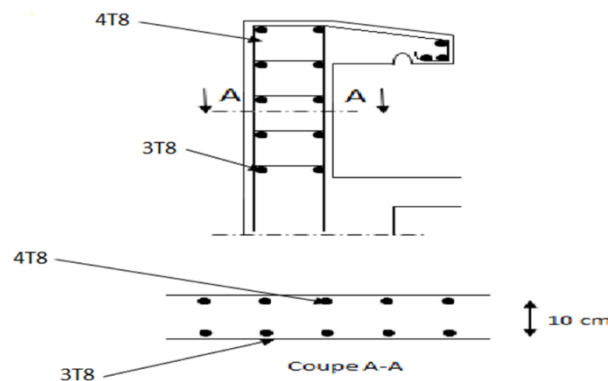


Figure IV-2- : Ferrailage de l'acrotère.

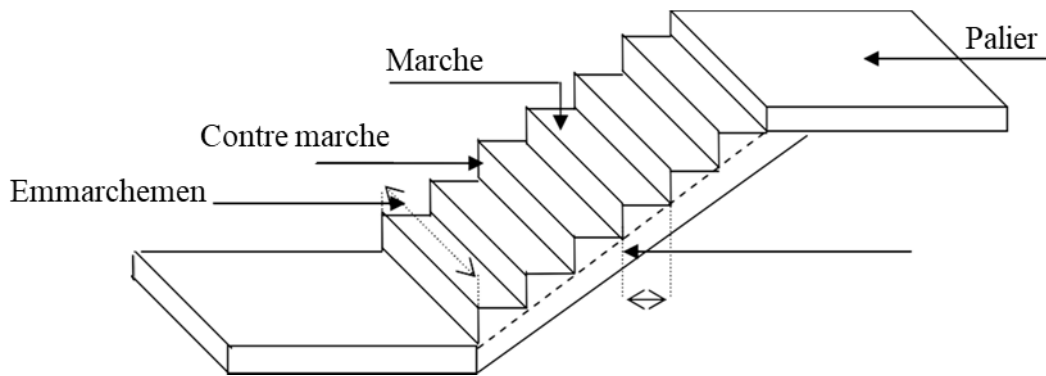
IV-3-Escaliers:

IV-3-1 Présentation du type d'escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie. Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle le contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

Dans ce projet on a 1 seul types d'escaliers : Escalier à un seul palier et deux volée.

Figure IV-3: description de l'escalier



IV-3-2 Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h" , on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.....(1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche, On prend : $2h + g \geq 64 \text{ cm}$ ($H = n \cdot h = \frac{h_e}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

n : Nombre de contre marches

L: Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

IV-3-3 Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$l = (n - 1)g \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1}$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2x \frac{H}{n} = m$

Et puis : $mn^2 - (m + l + 2H)n + 2H = 0$ Avec: $m = 64$; $H = \frac{306}{6} = 153\text{cm}$; $l = 240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ « contre marches »

Donc le nombre de marche : $n - 1 = 8$ « marches »

Puis: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow$ On prend : $h = 17\text{cm}$

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$2h + g = 64 \Rightarrow g = 64 - 2 \times 17 = 30\text{ cm}$; On prend : $g = 30\text{ m}$

$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.87$

IV-3-3-1 Epaisseur de la paillasse (e_v): $\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{240}{30 \cos(\alpha)} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \cos(\alpha)}$

$\frac{240}{30 \times 0.87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0.87} \Leftrightarrow 9.19\text{cm} \leq e_v \leq 13.79\text{cm}$; on prend : $e_v = 12\text{cm}$

IV-3-3-2 Epaisseur de palier (e_p):

$e_p = \frac{e_v}{\cos(\alpha)} = \frac{12}{0.87} = 13.79\text{cm}$; on prend : $e_p = 14\text{cm}$

IV-3-3-3 Evaluation des charges et des surcharges à (E.LU et E.L.S) :

a-Paillasse :

N° :	Désignation	E_p (m)	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	0.40
2	Mortier de ciment horizontal	0.02	0.40
3	Lit de sable	0.02	0.36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h.h/g$	-	0.23
5	Mortier de ciment vertical $M_h.h/g$	-	0.23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v.25/\cos(a)$	0.12	3.44
7	Poids propre des marches : $\sigma_b.h/b$	0.085	1.87
8	Garde-corps	-	0.10
9	Enduit en plâtre	0.015	0.15
$q_u=(1.35G+1.5Q)=13.44\text{ KN/ m}$		G	7.18
		Q	2.5

$q_s=(G+Q)=9.68\text{ KN/m}$

Tableau IV-2 : Les charges et les surcharges supportées par le palier

b-Palier :

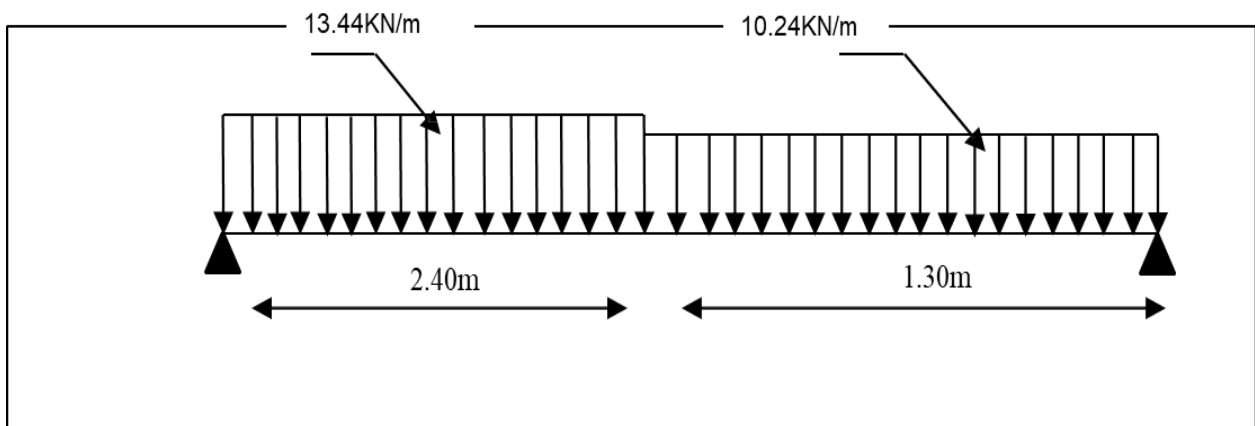
N° :	Désignation	E _p (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier	0,14	3,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15
$q_u=(1.35G+1.5Q)=10.24 \text{ KN/ m}$		G	4.81
		Q	2.5

$q_s=(G+Q)=7.31 \text{ KN/m}$

Tableau IV1 : Les charges et les surcharges supportées par la paillasse

IV-3-3-4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant maximal à E.L.U:

Schéma statique :



a-Détermination des réactions :

$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (13.44 \times 2.4) + (10.24 \times 1.3)$

$R_A + R_B = 45.57 \text{ KN} \dots\dots\dots \textcircled{1}$

$\sum M/A = 0 \rightarrow (R_B \times 3.7) - (13.44 \times 2.4 \times 1.2) - (10.24 \times 1.3 \times 3.05) = 0$

$\rightarrow R_B = 21.43 \text{ KN}$

$R_A + 21.43 = 45.57 \Rightarrow R_A = 24.14 \text{ KN}$

b-Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

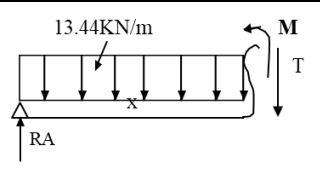
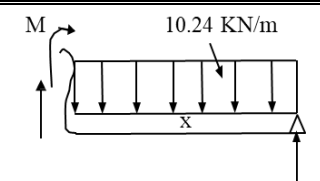
Section	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq x \leq 2.4m$		$T(x) = -13.44x + 24.14$ $x=0 \Rightarrow T(0) = 24.14 \text{ kN}$ $x=2.4 \Rightarrow T(2.4) = -8.12 \text{ kN}$	$M(x) = -\frac{13.44x^2}{2} + 24.14x$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$ $x=2.4 \Rightarrow M(2.4) = 19.22 \text{ kN.m}$
$0 \leq x \leq 1.3$		$T(x) = -10.24x + 21.43$ $x=0 \Rightarrow T(0) = 21.43 \text{ kN}$ $x=1.3 \Rightarrow T(1.3) = -8.12 \text{ kN}$	$M(x) = -\frac{10.24x^2}{2} + 21.43x$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$ $x=1.3 \Rightarrow M(1.3) = 19.21 \text{ kN.m}$

Tableau IV-3 Détermination du moment fléchissant et effort tranchant

c-Le moment fléchissant maximal :

$$T(x) = 0 \Rightarrow 13.44 \cdot x + 24.14 = 0 \Rightarrow x = 1.8m$$

$$M_{\max} = -\frac{13.44 \cdot x^2}{2} + 24.14x = -\frac{13.44(1.8)^2}{2} + 24.14(1.8) = 21.70 \text{ kN.m}$$

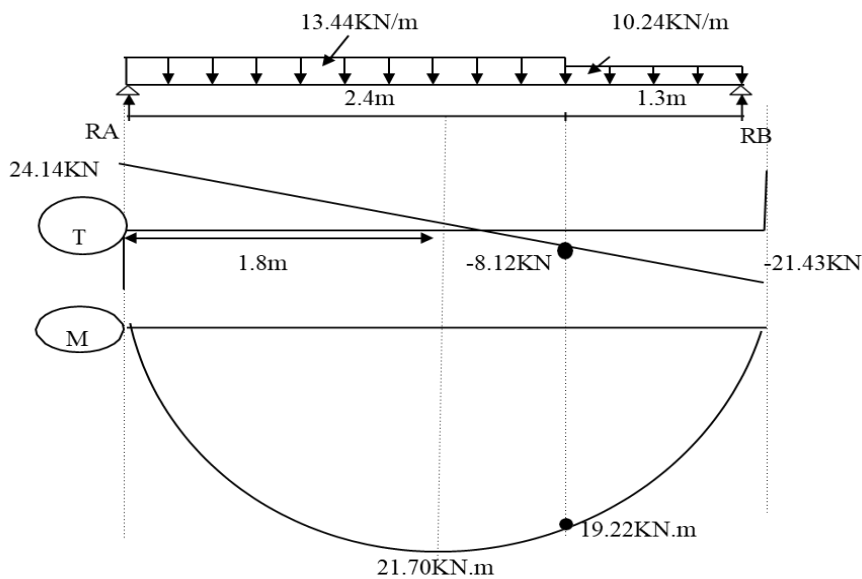


Figure IV-4: Diagramme du moment et effort tranchant

e-Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

$$\text{on à: } M_{\max} = 21.70 \text{ kN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0.85 M_{\max} = 18.45 \text{ kN.m} \\ M_a = 0.4 M_{\max} = 8.68 \text{ kN.m} \end{cases}$$

IV-3-3-5 Calcul de Ferrailage :

➤ l'E.L.U :

Tableau IV-4 Résultat du ferrailage a l'E.L.U

Caractéristique	$h_{travée}=12\text{cm}$ $h_{appui}=14\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$F_e E=400\text{Mpa}$	$\sigma_s=348\text{Mpa}$	$d_{travée}=0.9h=10.8\text{cm}$ $d_{travée}=0.9h=12.6\text{cm}$		
	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{répartition})=A_{ad}/4$	
Travée	18.45KN.m	0.112	0.940	5.22	5T12/ml =5.65cm ² St=20cm	1.41	4φ8/ml =2.01cm ² St=20cm
Appui	8.70KN.m	0.038	0.981	2.02	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0.80	4φ8/ml =2.01cm ² St=20cm

IV-4-3 Vérifications:

➤ l'E.L.U :

Condition	Vérification		
Condition de non fragilité	En travée : $A_{min}=[0.23b. d. f_{t28}/F_e E] = 1.52\text{cm}^2$	$A_{ad}=5.65\text{cm}^2$ $A_{ad} > A_{min}$	Condition vérifiée
Justification vis-à-vis de l'effort tranchant	$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{24.14 \times 10}{10.8 \times 100} = 0.22$ $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$	Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A_{min} \geq \frac{1.15}{F_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d}\right)$ $A_{min} \geq \frac{1.15}{400} \left(24.14 + \frac{8.68}{0.9 \times 12.6}\right) = 0.09\text{cm}^2$	$A_{ad} = 3.14\text{cm}^2$ $A_{ad} > A_{min}$	Condition vérifiée

Tableau IV-5 vérification a l'E.L.U

➤ Vérification des contraintes à l'E.L.S :

on à: $M_{max} = 15.58\text{KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{t\text{ ser}} = 0.85M_{max} = 13.24\text{KN.m} \\ M_{a\text{ ser}} = 0.4M_{max} = 6.23\text{KN.m} \end{cases}$

Entravée:

- Position de l'axe neutre : $M_{t\text{ ser}}=13.24\text{ KN.m}$; $A_s=4.52\text{cm}^2/\text{ml}$

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 732.24 = 0 \Rightarrow y = 3.21\text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

- **Détermination du moment d'inertie** : $I = \frac{b \cdot y^3}{12} + \eta A_s (d - y)^2$

$$I = \frac{100 \times 3.21^3}{12} + 15 \times 4.52 (10.8 - 3.21)^2 \Rightarrow I = 4181.46 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}** :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{13.24 \times 10^3}{4181.46} 3.21 = 10.16 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur appui:

- **Position de l'axe neutre** : $M_{a ser} = 6.23 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 35.4 y - 446.04 = 0 \Rightarrow y = 2.65 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

- **Détermination du moment d'inertie** : $I = \frac{b \cdot y^3}{12} + \eta A_s (d - y)^2$

$$I = \frac{100 \times 2.65^3}{12} + 15 \times 2.36 (12.6 - 2.65)^2 \Rightarrow I = 3659.76 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}** :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6.23 \times 10^3}{3659.76} 2.65 = 4.51 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Condition	Vérification	
	Travée	appui
$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30}$	0.055 > 0.033	0.055 > 0.033
$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	0.004 < 0.0105	0.002 < 0.0105

Tableau IV-6 Vérification les conditions de la flèche

Donc il est inutile de calculer la flèche.

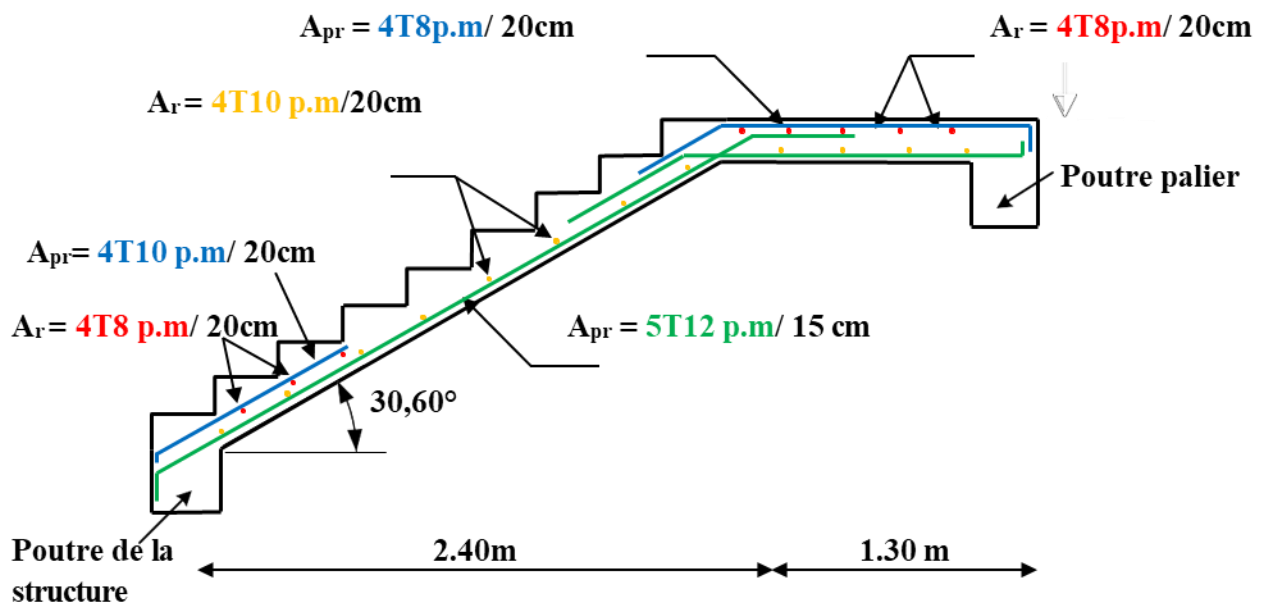


Figure IV-5: disposition du ferrailage d'escalier droit

IV-3-3-4 Étude de la poutre palière d'étage courant:

Pré dimensionnement : Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21 \leq h \leq 31.5 \Rightarrow h = 35cm \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 12.6 \Rightarrow b = 30cm \end{array} \right.$$

IV-3-4-5 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4cm \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 > 20 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 35 > 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{35} = 0.85 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

1. Charge supportée par la poutre:

- Poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.36 \text{ kN/m}$
 - Réaction du palier sur la poutre : $R = 24.14 \text{ KN}$
 - Poids du mur supporté par la poutre : $9 \times 0.15 \times 2.76 = 3.73 \text{ KN m.}$
- On a : $q_u = 1,35(2.63 + 3.73) + 24.14 = 44.92 \text{ KN/ ml}$
 $q_s = (2.63 + 3.73 + 24.14) = 33 \text{ KN/ ml}$

2. Calcul des sollicitations à E.L.U :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = 55.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 47.36 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4 \times M_0 = 22.28 \text{ KN.m}$$

IV-3-4- Ferrailage :

Caractéristique	h=35cm	b=30cm	d=0.9*h=31.5cm	$\sigma_s=348 \text{ MPa}$	Fe=400MPa		
	M(kN.m)	μ	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{répartition})=A_{ad}/4$	
En travée	47.36	0.11 2	0.940	4.60	3T14/ml =4.62cm ² St=20cm	1.15	2Ø10/ml =1.57cm ² St=20cm
En appui	22.28	0.05 2	0.973	2.1	3T12/ml =3.39cm ² St=20cm	0.98	2Ø10/ml =1.57cm ² St=20cm

Tableau IV-7 : Les résultats du ferrailage de la poutre palière.

IV-3-4- 1 Vérifications:

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq 0.23b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} A_{st} = 4.62 \geq A_{min} \\ A_{sa} = 3.93 \geq A_{min} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S':**

$$Q_{ser} = 33 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = 40.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0.85 \times M_0 = 34.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0.4 \times M_0 = 16.37 \text{ KN.m}$$

Entravée:

- **Position de l'axe neutre** : $A_s=4.52\text{cm}^2$; $d=31.5\text{cm}^2/\text{ml}$

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s (d - y) = 0$$

$$15 y^2 + 67,8 y - 2135.7 = 0 \Rightarrow y = 9.90 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

- **Détermination du moment d'inertie** : $I = \frac{b.y^3}{12} + \eta A_s (d - y)^2$

$$I = \frac{30 \times 9.90^3}{12} + 15 \times 4.52 (31.5 - 9.90)^2 \Rightarrow I = 34058.5 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}** :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{34.79 \times 10^3}{34058.5} 9.90 = 10.11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur appui:

- **Position de l'axe neutre** : $A_s=3.39\text{cm}^2$; $d=31.5\text{cm}^2/\text{ml}$

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s (d - y) = 0$$

$$15 y^2 + 50.85 y - 1601.775 = 0 \Rightarrow y = 8.80 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

- **Détermination du moment d'inertie** : $I = \frac{b.y^3}{12} + \eta A_s (d - y)^2$

$$I = \frac{15 \times 8.80^3}{12} + 15 \times 3.93 (31.5 - 8.80)^2 \Rightarrow I = 32080 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}** :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{16.37 \times 10^3}{32080} 8.80 = 4.50 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = \frac{Q.l}{2} = \frac{33 \times 3.15}{2} = 51.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{51.97}{30 \times 31.5} = 0.055 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.055 \text{ MPa} < \tau_u = 3.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement !

Armatures transversales A_t :

$$\text{Diamètre des armatures } A_t: \varnothing_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L\right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min\{10; 30; 12\}, \text{ On prend } \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

Espacement S_t :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{28.35; 40\} \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

D'après le [RPA 99 version 2003] (Art 7.5.2.2)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10\varphi_L) \dots \dots \dots \text{On prend } S_t = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\varphi_L \dots \dots \dots \text{On prend } S_t = 18 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures tendues:

La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre

ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence.

$$\text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (Pour acier à haute adhérence). [CBA93] (Art.6.1.2.2)}$$

$$\text{D'après la formule (III.29) [CBA93] (Art.6.1.2.1) : } \tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'après la formule (III.30) [CBA93] (Art.6.1.2.2) : } L_s = 42.33 \text{ cm}$$

Avec : ϕ : diamètre d'une barre égale 1.2 cm

Selon [CBA93] (Art.6.1.2.5.3)

La longueur de scellement droit l_s :

On prévoit une courbure : $r = 5,5\phi = 6,6$ cm (Pour barre à haute adhérence)

$$L_1 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 31.5 - \left(3 + \frac{1.2}{2} + 6.6 \right) = 21.3 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{L_s - 0.29r - L_1}{1.87} = \frac{42.33 - 0.29 \times 6.6 - 21.3}{1.87} = 10.22 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la flèche:** Selon [BAEL91] (B.6.5.2) :

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	Vérification		
	Travée	Appui	
$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30}$	0.055 > 0.033	0.055 > 0.033	c.v
$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	0.004 < 0.0105	0.002 < 0.0105	c.v
$\frac{A_{s \max}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	0.005 < 0.0105	0.0036 < 0.0105	c.v

Tableau IV.8: Vérification les conditions de la flèche.

Donc il est inutile de calculer la flèche.

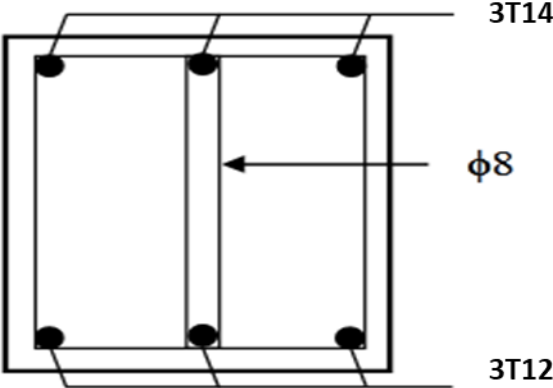


Figure IV-7: schéma de ferrailage de poutre palière (30x35)

IV -4 Balcon :**IV-4-1 Introduction :**

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. Les balcons en console sont maintenus par une seule extrémité grâce à un encastrement parfait. L'encastrement peut être obtenu en fixant l'élément soit dans un mur, une poutre ou un plancher. Notre ouvrage présente un seul type de balcon : balcon en console de 1.(m de portée donc on adopte comme épaisseur de la dalle $e = 15 \text{ cm}$.

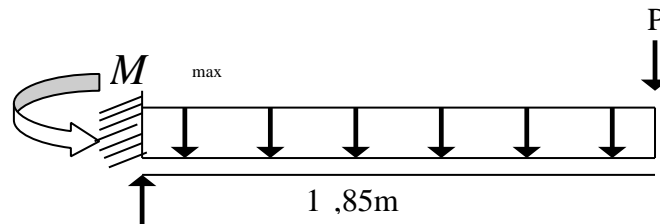


Figure IV-7 : schéma statique du balcon

IV-4-2 Calcul des sollicitations :➤ **Niveau étage courant :**

$$G = 5.04 \text{ kN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}$$

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{1.85}{20} = 0.0925$$

donc $e = 15 \text{ cm}$

-Le calcul se fait pour une bonde de 1,00 ml .

$$- G = 5.04 \text{ kN/m}$$

$$- Q = 3,5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

-Les Charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,04) + (1,5 \times 3,5) = 12,05 \text{ kN/m} ;$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,04 + 3,50 = 8,54 \text{ kN/m} ;$$

-Poids propre du mur en double cloison de 30 cm

$$P_{mur} = \gamma \times b \times 1 \text{ m} = 25 \times 1.2 \times 0.3 \times 1 = 1.08 \text{ KN}$$

$$P_{u\ mur} = 1.35 P_{mur} = 1.35 \times 1.08 = 1.456 \text{ KN}$$

Détermination des moments de flexion et efforts tranchants :➤ **ELU :****a-Moments isostatique:**

$$M_a = -\left(\frac{qu \times L^2}{2} + PL\right) = -\left(12,05 \times \frac{1.85^2}{2} + 1.458 \times 1.85\right) = -23.32 \text{KN.m}$$

b-Effort tranchant

$$T_a = -(qu \times L + P) = -(12,05 \times 1.85 + 1.458) = -42.70 \text{KN}$$

➤ **ELS :****a-Moments isostatique:**

$$M_a = -\left(\frac{qs \times L^2}{2} + PL\right) = -\left(8,54 \times \frac{1.85^2}{2} + 1.46 \times 1.85\right) = -17.27 \text{KN.m}$$

b-Effort tranchant :

$$T_a = -(qu \times L + P) = -(8,54 \times 1.85 + 1.46) = -30.69 \text{KN}$$

Calcul du ferrailage : le calcul se fait pour une section de (100×15) cm²

➤ **ELU :**• **Armatures principales :**

$$M_u = 23.32 \text{KN.m} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{23.32 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.090$$

$$\beta = 0.953$$

$$A_s = \frac{23.32 \times 10^3}{0.953 \times 13.5 \times 348} = 5.21 \text{cm}^2$$

On adopte **7T12** = 7.92 cm² avec un espacement St = 15 cm.

• **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **3φ8** = 1.51 cm²/ml avec un espacement St = 15 cm

➤ **ELS :**• **Armatures principales :**

$$M_u = 17.27 \text{KN.m} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{17.27 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.066$$

$$\beta = 0.966$$

$$A_s = \frac{17.27 \times 10^3}{0.966 \times 13.5 \times 348} = 3.81 \text{cm}^2$$

On adopte $7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$. **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte $3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$

IV-4-3-Verification :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5.21 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Condition vérifiée.

✓ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \tau_u = \frac{23.76 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.18 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.2/\gamma_B f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min\{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification des contraintes à l'E.L. S :

✓ **Position de l'axe neutre :**

En travée : $M_{ser} = 17.27 \text{ KN.m}$

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) = 50y^2 + 118.8y - 1603.8 = 0$$

$$y = 4.60 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100(4.60)^3}{3} + 15 \times 7.92(13.5 - 4.60)^2 = 12654.68 \text{ cm}^4$$

Pour le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

✓ **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{17.27 \times 10^3}{12654.68} \times 4.60 = 6.27 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = 6.27 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Pour les aciers tendus : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{17.27 \times 10^3}{12654.68} \times (13.5 - 4.6) = 182.190 \text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67 \text{MPa}; 201.63 \text{MPa} \} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 182.190 \text{MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{185} = 0.081 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_{smax}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.81}{100 \times 13.5} = 0.003 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

IV-4-4 Calcul des sollicitations :

➤ Niveau terrasse :

$$G=6.1 \text{KN/m}$$

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

-Les Charges :

$$S_{acroter}=0.074 \text{m}^2$$

$$G = 0.0074 \times 25 + 0.57 = 2.42 \text{KN/ml}$$

$$Q_u=1,35G+1,5Q = (1.35 \times 6.1) + (1.5 \times 1) = 9.74 \text{kN/ml}$$

$$Q_{ser}=G+Q=6.1+ 1= 7.1 \text{ kN/ml}$$

-Poids propre du mur .

$$P=2.42 \times 0.65 = 1.573 \text{KN}$$

Détermination des moments de flexion et efforts tranchants :

➤ ELU :

a-Moments isostatique:

$$M_a = - \left(\frac{qu \times L^2}{2} + PL \right) = - \left(9.74 \times \frac{1.85^2}{2} + 1.573 \times 1.85 \right) = -19.58 \text{KN.m}$$

b-Effort tranchant

$$T_a = -(qu \times L^2 + P) = -(9.74 \times 1.85^2 + 1.573) = -19.59KN$$

➤ **ELS :**

a-Moments isostatique:

$$M_{ser} = -\left(\frac{qs \times L^2}{2} + PL\right) = -\left(7.1 \times \frac{1.85^2}{2} + 1.6 \times 1.85\right) = -15.06KN.m$$

b-Effort tranchant :

$$T_{ser} = -(qs \times L + P) = -(7.1 \times 1.85 + 1.6) = -25.90KN$$

Calcul du ferrailage : le calcul se fait pour une section de (100×15) cm²

➤ **ELU :**

• **Armatures principales :**

$$M_u = 19.58KN.m ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bxd^2 \times F_{bc}} = \frac{19.58 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.075$$

$$\beta = 0.961$$

$$A_s = \frac{19.58 \times 10^3}{0.961 \times 13.5 \times 348} = 4.34 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T12** = 7.92 cm² avec un espacement St = 15 cm.

• **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4φ8** = 2.01 cm²/ml avec un espacement St = 15 cm

➤ **ELS :**

• **Armatures principales :**

$$M_u = 15.12KN.m ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bxd^2 \times F_{bc}} = \frac{15.12 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.058$$

$$\beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{15.12 \times 10^3}{0.970 \times 13.5 \times 348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T12** = 7.92 cm² avec un espacement St = 15 cm.

• **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $4\phi 8=2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$

IV-4-5-Verification :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \tau_u = \frac{19.59 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.145 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

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

$\tau_u = 0.145 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification des contraintes à l'E.L. S :

✓ **Position de l'axe neutre :**

En travée : $M_{ser} = 15.06 \text{ KN.m}$

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) = 50y^2 + 118.8y - 1603.8 = 0$$

$$y = 4.60 \text{ cm}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100(4.60)^2}{3} + 15 \times 7.92(13.5 - 4.60)^2 = 10115.48 \text{ cm}^4$$

Pour le beton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

✓ **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{15.06 \times 10^3}{10115.48} \times 4.60 = 6.85 \text{ MPa}$$

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

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

$\sigma_{bc} = 6.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **Pour les aciers tendus :** $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{15.06 \times 10^3}{10115.48} \times (13.5 - 4.60) = 198.76 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa} \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 198.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

○ Vérification de la flèche :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{185} = 0.108 > 0.062 \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée.

$$\frac{A_{smax}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92}{100 \times 13.5} = 0.005 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée.

IV-4-6-Disposition du ferrailage :

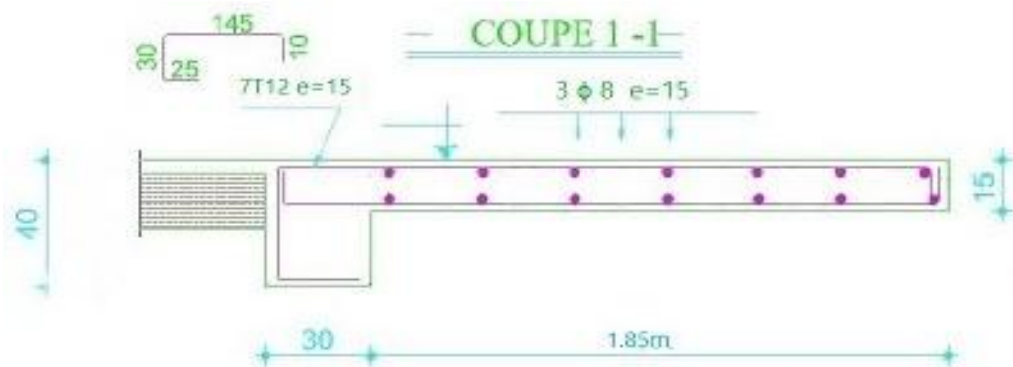


Figure IV-8: schéma de ferrailage du balcon étage courant

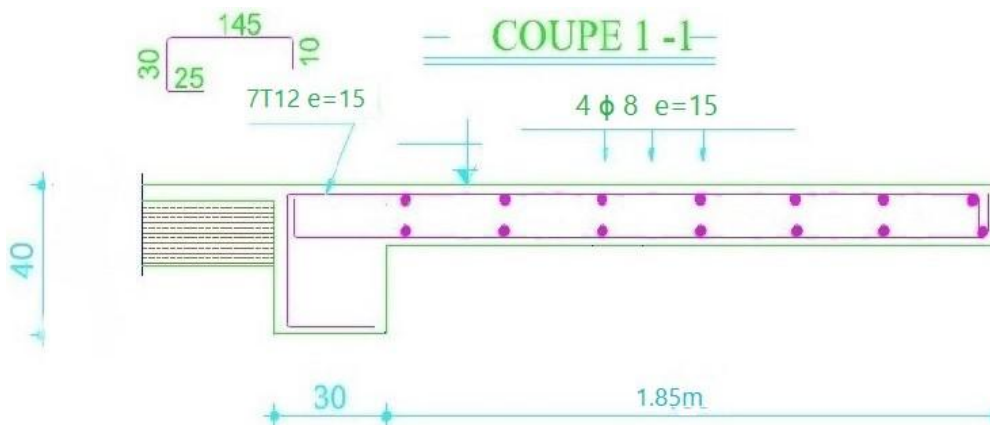


Figure IV-9: schéma de ferrailage du balcon terrasse

IV-5-L'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique, le contre poids, les câbles).

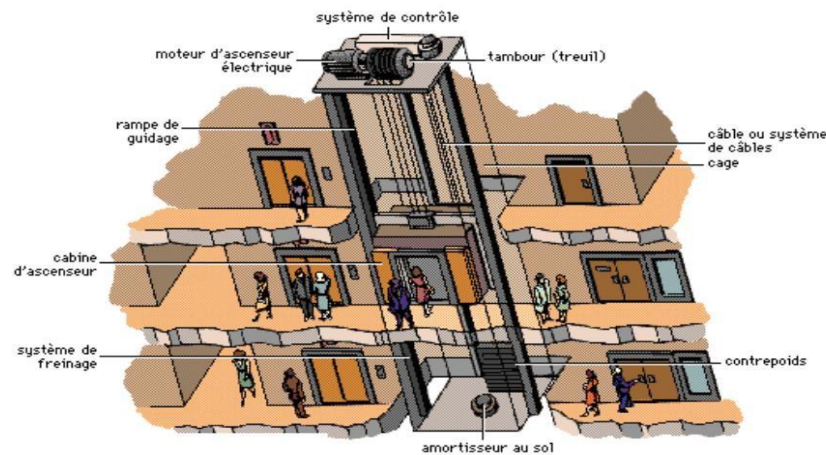


Figure IV-10 :Ascenseur dans un bâtiment.

IV-5-1 L'étude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ✓ le treuil de levage et sa poulie
- ✓ la cabine ou la benne
- ✓ le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 600 kg pour 8 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,54 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur de la cabine : 1,10 m Profondeur de la cabine : 1,40 m Hauteur : 2,2 m
- La largeur de passage libre : 0,8 m

- La hauteur de passage libre : 2 m La hauteur de la course : 22,94 m
- La surface latérale : $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$,

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA , donc on prend une épaisseur de 15 cm.

N°	Désignation	Surface (m²)	Charges(kg)
	Poids de la cabine	$S=(2 \times 1,4 + 1,10) \times 2,20 = 8,58$	$M_1 = 11,5 \times 8,58 \times 1,10 = 108,54$
	Poids de plancher	$S=1,1 \times 1,4 = 1,54$	$M_2 = 70 \times 1,54 = 107,8$
	Poids du toit	$S=1,1 \times 1,4 = 1,54$	$M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8$
	Poids l'arcade		$M_4 = 60 + (60 \times 1,10) = 126$
	Poids de parachute		$M_5 = 100$
	Poids des accessoires		$M_6 = 80$
	Poids des poulies de moulage		$M_7 = 2 \times 30 = 60$
	Poids de la porte de cabine	$S=2 \times 0,80 = 1,6$	$M_8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 733,14 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 733,14 + \frac{600}{2} = 1033,14 \text{ kg}$

IV-5-2 Calcul des charges totales:

Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75.1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons ;

$$\frac{D}{d} = 40 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \rightarrow d = 12,5$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 13$ mm ;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 13 \times (600 + 733.14) = 17330.82 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{17330.82}{0.85} = 20389.8 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,5$ m et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152$ kg

$$C_r = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{20389.8}{81502 \times 2} = 1.25$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

b) Calcul des poids des câbles :

$$M_g = M_l \times n \times C$$

Avec :

M_l : La masse linéaire du câble

$$M_l = 0.515 \text{ kg / m ;}$$

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

C : Longueur du câble, $C = 22.94$ m

$$M_g = M_l \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 22,94 = 23.62 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 600 + 733,14 + 23,62 = 1356.76 \text{ kg}$$

c) Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716.8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{20389.8}{1356.76} = 15.03 > 12 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Calcul de la charge permanente total G ;

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 733.14 + 1033.14 + 1200 + 23.62 = 2989.9 \text{ kg} \quad Q = 600 \text{ kg}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 4936.36 \text{ kg}$$

$$q_s = G + Q = 3589.9 \text{ kg}$$

IV-5-3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge

$$q_u = 4936.36 \text{ kg},$$

$$q_u = \frac{q_u}{4} = \frac{4936.36}{4} = 1234.09 \text{ kg/m}$$

Selon le **B.A.E.L 91/99 (A 5.2.42)**, on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

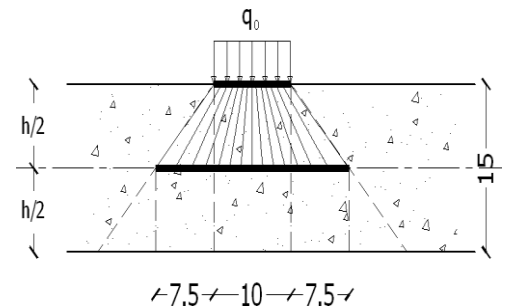


Figure-IV-11 : Répartition des charges sur la dalle

d'ascenseur.

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1234,09 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

IV-4-4. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

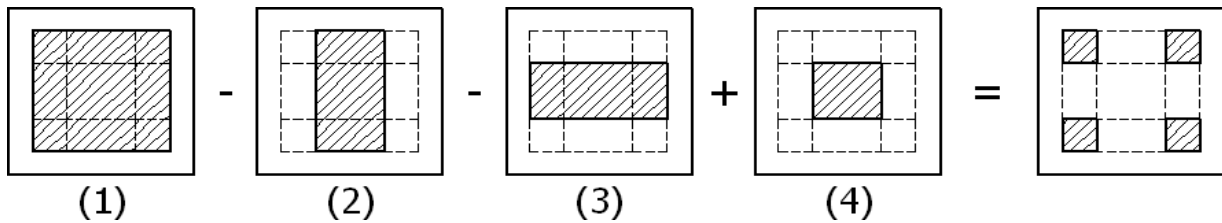


Figure Figure IV-12 Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

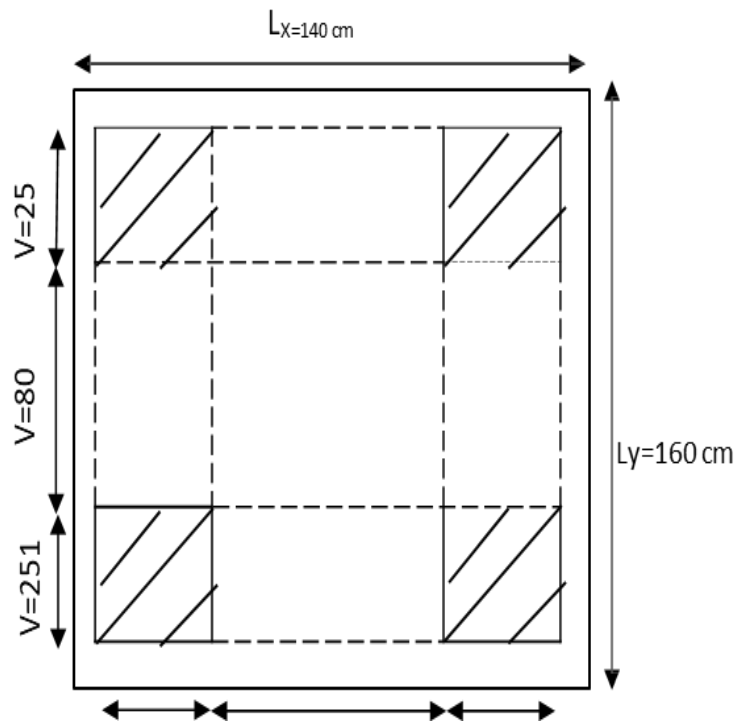


Figure IV-13 : Dessin montrant la concentration des charges

c- Calcul des moments suivant les deux directions :

L'étude de la dalle soumise à des charges concentrées sera faite à l'aide des abaques de PIGEAUT.

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($\nu = 0$):

$$M_x = M_1 \times P \quad M_y = M_2 \times P$$

$$P = P' \times S$$

M_1, M_2 : tiré à partir des rapports $\frac{u}{L_x}$ et $\frac{v}{L_y}$ dans les abaques (A.4) suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

P' : la charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25×25) cm²

$$p' = \frac{q_0}{u.v} = \frac{12364.09}{0.25^2} = 19745.44 \text{ Kg}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,40$ m et $L_y = 1,60$ m $\rho = 0,88$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'(Kg/m ²)	P=P'.S(Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0.78	0.81	0.061	0,047	1,43	19745,44	28235,98	1722,4	1327,09
2	0.43	0.81	0,092	0,066	0,78	19745,44	15401,44	1416,93	1016,5
3	0.78	0.5	0,073	0,062	0,88	19745,44	17375,99	1268,44	1077,31
4	0.43	0.5	0.113	0.088	0.48	19745,44	9477,81	1070,99	843,05

Tableau.IV-9-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

d-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 108.02 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 76.33 \text{ kg. m}$$

e-Moments dus aux charges réparties :

e-1 Chargement :

$$L_x = 1.40 \text{ m}$$

$$L_y = 1.60 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

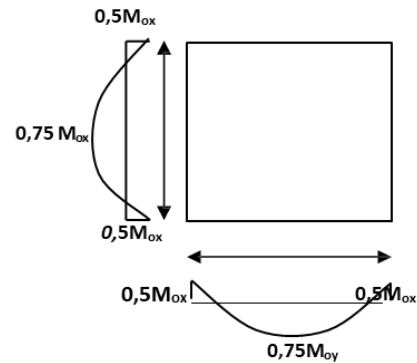
Figure.IV.20.Moments de la dalle

$$\text{Poids propre : } G = 0.15 \times 1.4 \times 1.6 \times 2500 = 840 \text{ kg}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.U: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1284 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = G + Q = 940 \text{ kg}$$



e-2 Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{160} = 0.88$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.0476 \text{ et } \mu_y = 0,7438$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 0.0476 \times 1284 \times 1.4^2 = 119.8 \text{ kg. m}$$

$$M_{y2} = 0.7438 \times 119.8 = 89.1 \text{ kg. m}$$

e-3 Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 108.02 + 119.8 = 227.82 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 76.33 + 89.1 = 165,43 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Les moments retenus sont:

a) En travée:

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 170.87 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_{0y} = 124.0725 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b) Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 113.91 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

III.5.5. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13.5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

a) En travée :**a-1) Sens L_x :**

✓ Le moment ultime :

$$M_{tx} = 170,87 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1708,7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

✓ Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bxd^2\alpha F_{bc}} = \frac{1708.7}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0,006 < \mu_1 \rightarrow Asc = 0$$

On a : $\beta = 0.997$

✓ La section d'acier

$$A_{sx} = \frac{1708.7}{0.977 \times 13.5 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a-2) Sens L_y :

✓ Le moment ultime :

$$M_{ty} = 124.0725 \text{ kg} / \text{m} = 1240.725 \text{ N} \cdot \text{m}$$

✓ Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bxd^2xF_{bc}} = \frac{1240.725}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0,005 < \mu_1 \rightarrow Asc = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0.9975$$

✓ La section d'acier

$$A_{sy} = \frac{1240.725}{0.977 \times 13.5 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

✓ Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 113.91 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1139.1 \text{ N} \cdot \text{m}$$

✓ Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bxd^2xF_{bc}} = \frac{1139.1}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0,0044 < \mu_1 \rightarrow Asc = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0.998$$

✓ La section d'acier

$$As = \frac{1139.1}{0.977 \times 13.5 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,88$, on peut appliquer la formule suivante :

➤ Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0.24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1.2 \left(\frac{3-0.9}{2} \right) = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0.24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d-Choix des aciers :

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \leq 15 \text{ cm}$$

En travée :**➤ Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(2h_0; 25 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12p.m = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10p.m = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10p.m = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e-Armatures transversales :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \quad \text{et} \quad \overline{\tau_u} = \frac{10h_0}{3} \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$V_X = V_{x1} + V_{x2}; \text{ Sens } L_x \quad V_Y = V_{y1} + V_{y2}; \text{ Sens } L_y$$

V_{x1} et V_{y1} : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties

V_{x2} et V_{y2} : sont les efforts tranchants dus aux charges concentrées Calcul de V_{x1} et V_{y1} :

$$\alpha > 0.4 \Leftrightarrow \begin{cases} V_{x1} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \\ V_{y1} = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_{x1} = 1284 \times 10^{-2} \frac{1.40}{2} \frac{1}{1+\frac{0.88}{2}} = 6.24 \text{ KN}$$

$$V_{y1} = 1284 \times 10^{-2} \frac{1.4}{3} = 6 \text{ KN}$$

On calcul V_{x2} et V_{y2}

$$V_{x2} = \frac{P_0}{2\mu+V} = \frac{1234.09 \times 10^{-2}}{(2 \times 0.25) + 0.25} = 16.45 \text{ KN}$$

$$V_{y2} = \frac{P_0}{3\mu} = \frac{1234.09 \times 10^{-2}}{3 \times 0.25} = 16.45 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} = 6,24 + 16,45 = 22,69 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} = 6 + 16,45 = 22,45 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{\max} = \max(V_X; V_Y) = 22,69 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{22.45 \times 10^3}{1000 \times 35} = 0.166 \text{ KN}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,166 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV-5-6- Les vérification à l'E.L.S :

a-Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P_{ser} \\ M_{0y} = (M_1 + vM_2)P_{ser} \end{cases} \quad \text{avec : } v=0.2(\text{E.L.S})$$

$$P_{ser} = P'_{ser} \times S' = \frac{q_{0\ ser}}{U \times V} \times S$$

$$P_{0\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = \frac{3589.9}{4} = 897.48 \text{ Kg}$$

$$P'_{ser} = \frac{q_{0\ ser}}{U \times V} = \frac{897.48}{0.25^2} = 14359.68 \text{ kg / m}^2$$

$$P_{ser} = 14359.68 \times S$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,40 \text{ m}$ et $L_y = 1,60 \text{ m}$ $\rho = 0,88 \text{ m}$

Rectangle	u L_x	v L_y	M_1	M_2	S (m ²)	P'(Kg/m ²)	P=P'.S(Kg)	M_x (Kg,m)	M_y (Kg,m)
1	0,78	0,81	0,061	0,047	1,43	14359,68	20534,34	1252,59	965,11
2	0,43	0,81	0,092	0,066	0,78	14359,68	11200,55	1030,45	739,2363
3	0,78	0,5	0,073	0,062	0,88	14359,68	12636,52	922,47	783,46
4	0,43	0,5	0,113	0,088	0,48	14359,68	6892,65	778,87	606,55

Tableau.IV.10-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

b-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 78,54 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 48,96 \text{ kg, m}$$

c-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

$$E.L.S \ q_{ser} = 940 \text{ kg}$$

d-Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = 0.88$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0\ xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0\ yr} = \mu_y \times M_{0\ xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.88 \Rightarrow \mu_x = 0.0476 \text{ et } \mu_y = 0.7438$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 87.7 \text{ kg. m } M_{0yr} = 65.23 \text{ kg. M}$$

e-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 78,54 + 87,7 = 166,24 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 48,96 + 65,23 = 114,19 \text{ kg. m}$$

f-Les moments retenus :**a) En travée:**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 124.68 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 85.64 \text{ kg. m}$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 M_{0x} = 83.12 \text{ kg. m}$$

g-Vérification des contraintes dans le béton :➤ **Suivant L_x :****En travée :**

$$M_{tx} = 1246.8 \text{ N. m} ; A_{lx} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13.5 \text{ cm}$$

1-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0 \rightarrow y = 3.13 \text{ cm}$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.13^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (13.5 - 3.13)^2 \quad I = 6078.13 \text{ cm}^4$$

3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1246.8}{6087.13} \times 3.13 = 0.64 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Suivant L_y :**

$$M_{ty} = 856.4 \text{ N. m} ; A_{ly} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13.5 \text{ cm}$$

1-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0 \rightarrow y = 3.13 \text{ cm}$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.13^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (13.5 - 3.13)^2 \quad I = 6078.13 \text{ cm}^4$$

3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{856.4}{6087.13} \times 3.13 = 0.44 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_a = 831.2 \text{ N.m} ; A_a = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

1-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0 \rightarrow y = 3.13 \text{ cm}$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.13^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (13.5 - 3.13)^2 \quad I = 6078.13 \text{ cm}^4$$

3-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{831.2}{6087.13} \times 3.13 = 0.43 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Flèche:

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow 0.107 > 0.0375 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s \leq \frac{2xbxd}{f_e} \Rightarrow 3.14 < 6.75 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5.7. Disposition du ferrailage :

1-Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct, On a :

$$f_e = 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa,}$$

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

2-Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

3-Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max(L_s ; 0.2 L_x) = \max(32 \text{ cm} ; 28 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max(L ; \frac{L_1}{2}) = \max(32 \text{ cm} ; 16 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

4-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres et 25cm

5-Armatures finales :

a) Suivant L_x :

$$A_t = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

cm

$$A_a = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

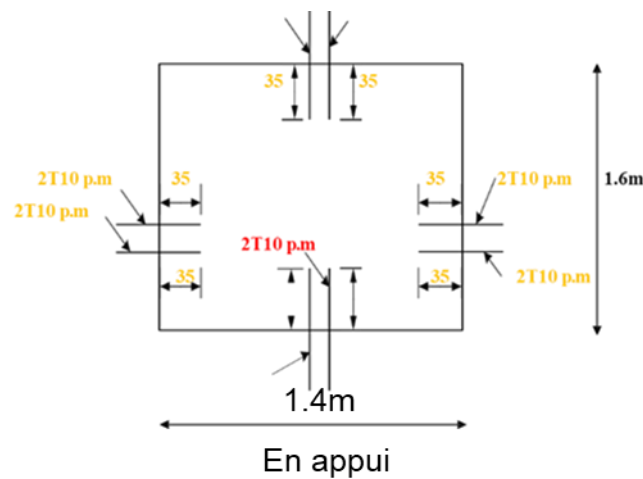
cm

$$A_t = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

cm

$$A_a = 1.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

cm



Soit 4T12 p. m avec $S_t = 25$

Soit 4T10 p. m avec $S_t = 25$

b) Suivant L_y :

Soit 4T10 p. m avec $S_t = 25$

Soit 4T10 p. m avec $S_t = 25$

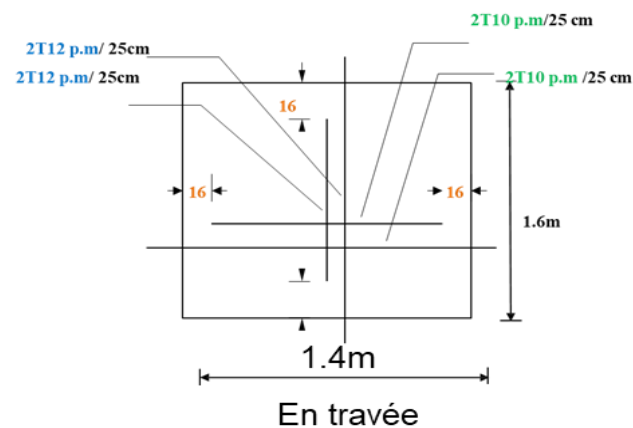


Figure IV- 14 : Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur

IV.5.8. Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le **RPA 99/2003**, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15$ cm, On adopte une épaisseur $e_p = 15$ cm.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h_t = 0.1\% \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20$ cm

CHAPITRE-V- :

Étude SISMIQU

V-1 Introduction :

Le présent projet porte sur l'étude et la conception d'un **bâtiment R+10 situé à Bordj El Kiffan (Alger)**, une zone VI classée à risque sismique modéré selon le **Règlement Parasismique Algérien RPA 2024**. Compte tenu de la nature du site S3 et de l'importance de la sécurité structurelle, une **analyse sismique complète** a été réalisée en conformité avec ce règlement, en tenant compte des caractéristiques du sol, du spectre de réponse élastique, ainsi que des exigences de régularité et de ductilité.

La modélisation de la structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS**, qui a permis de simuler le comportement dynamique du bâtiment face aux charges gravitaires et sismiques. Les résultats ont conduit au **dimensionnement précis des éléments porteurs** tels que les portiques, les voiles, les dalles et les fondations, avec une attention particulière portée au **ferraillage** selon les efforts internes identifiés.

V.2. But de l'étude sismique :

V-3 Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes distinctes sont recommandées par le RPA99/version2003 pour le calcul

des forces sismiques :

- Méthode statique équivalente ;
- 2. Méthode d'analyse modale spectrale ;
- 3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

L'article 4.1.2 du RPA précise les conditions nécessaires à l'utilisation de la méthode statique équivalente, qui ne sont pas remplies par la structure dans notre cas particulier.

Nous avons choisi de nous concentrer sur la technique d'analyse modale spectrale. Cette approche considère la réponse de la structure selon les modes établis à partir des

hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;

- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V-4 Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / Version 2003 :

- Le présent projet est implanté à Alger classé en Zone III.
- Le bâtiment est à usage d'habitation classé dans le Groupe 2.
- Le bâtiment est en présence d'un sol meuble catégorie S3.

V-5 Méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6.0** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « **Spectre RPA** » qui permet de donner

les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V-6 Modélisation :

Notre bâtiment sera représenté par un modèle tridimensionnel (3D) encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (une rotation d'axe verticale et deux translations horizontales) [4.3.2 du RPA99V2003].

V-6-1 Présentation du logiciel :

Le logiciel **Etabs 9.6.0** est un programme de calcul statique et dynamique des structures à comportement linéaire fondée à l'université de Berkeley en Californie (USA) en 1975. Concernant

notre projet, **Etabs 9.6.0** permettra de déterminer :

- Les périodes propres ;
- Les coefficients de participation modale i ;
- Les déplacements des planchers ;
- Les forces sismiques ;
- Les sollicitations internes (M, N, T).

V-7 Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du bâtiment : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface.
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles,dalle pleine
par Area sections Panneaux.

Détermination des propriétés du matériau utilisé :

les propriétés du béton et de l'acier

Détermination des propriétés de chaque élément de la structure .

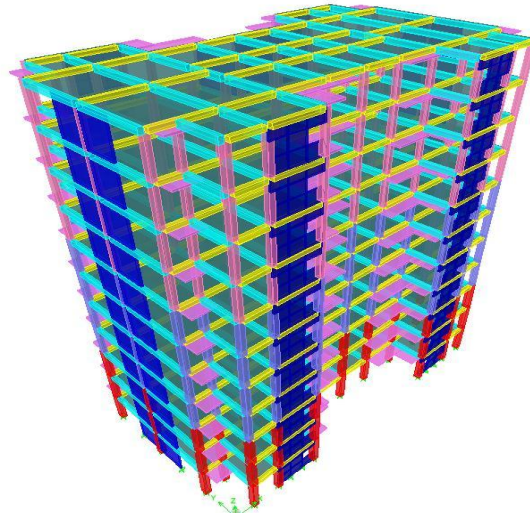


Figure V - 1 : Modélisation de la structure par le logiciel ETABS 9.6.0.

V-7-1 Combinaison de charges :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q + E \end{cases}$$

Avec :

G: Charge permanente

Q: Charge d'exploitation

E: Charge sismique

V-7-2 Détermination du spectre de réponse:

- Zone sismique : I
- Groupe d'usage : 2
- Type de sol : S3
- Système de contreventement :
Mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Léger
- Facteur de qualité : $Q = 1.2$

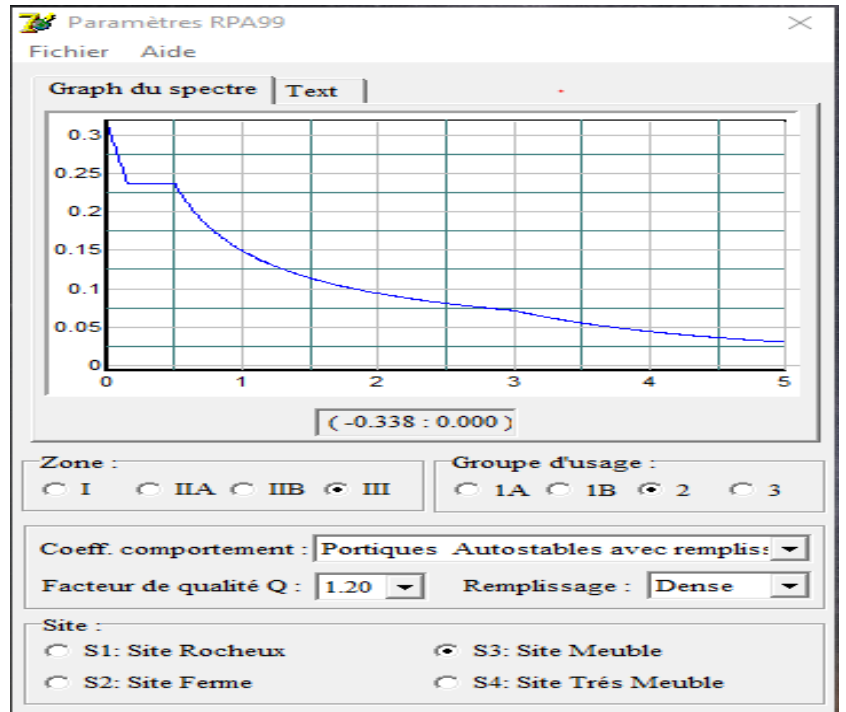


Figure V-2- : Spectre de réponse.

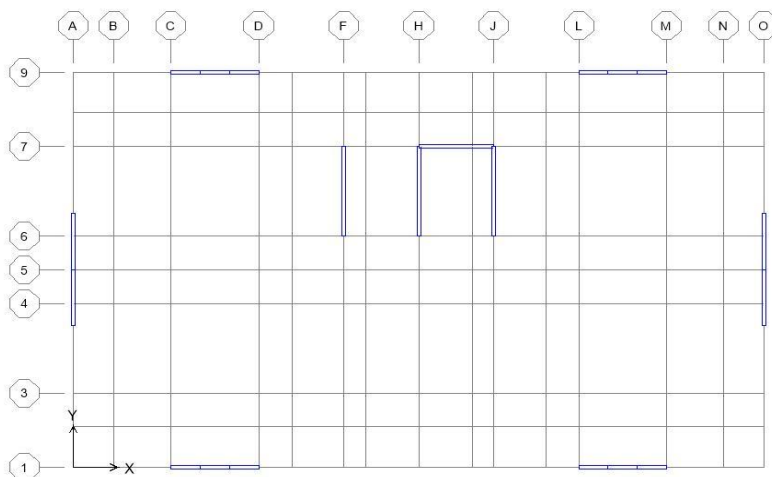
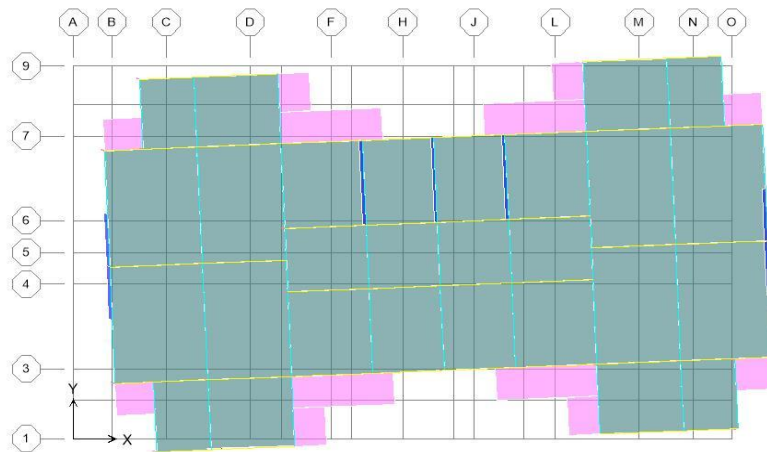
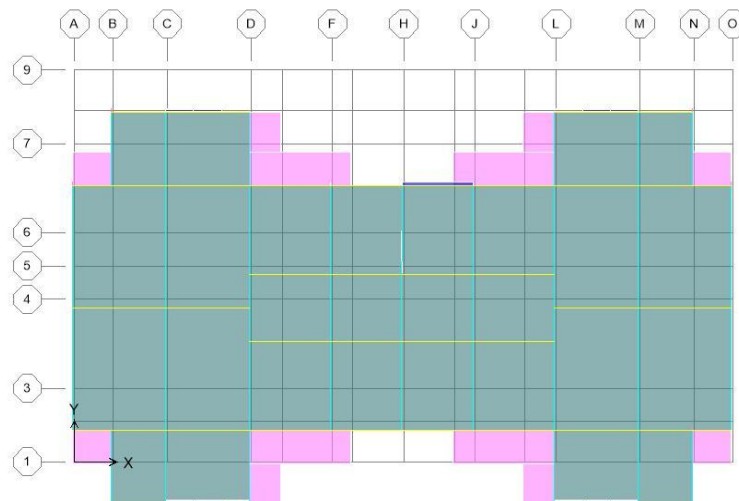


Figure V-3 -:la disposition des voiles

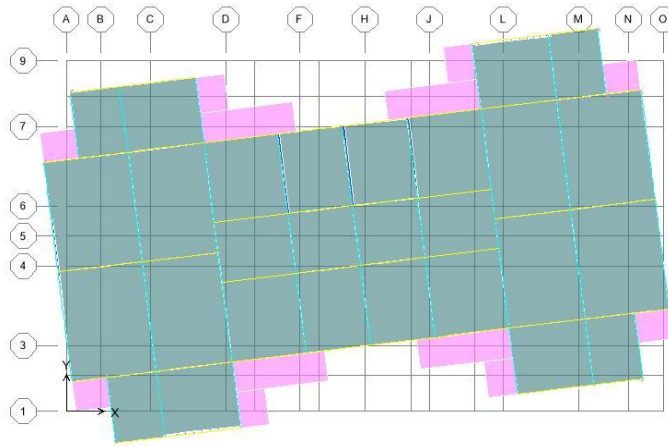
Les Trois modes par le logiciel **Etabs 9.6.0**



Mode 1 : Translation suivant X



Mode 2 : Translation suivant y



Mode 3 : Rotation suivant Z

V-8 Spectre de réponse de calcul : [RPA99/version2003](Art.4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_g}{g} \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \quad (1) \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad (2) \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3.0s \quad (3) \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \quad (4) \end{cases} \quad (V. 1)$$

La méthode statique équivalente :

- **Calcul de la Force Sismique Totale :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement

dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : d'après [RPA99/2003](Art4.2.3)

$$V_{st} = \frac{Ax Dx Q}{R} x W \quad (V. 2)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone [Tableau (4.1) page35]

D : Facteur d'amplification moyen de sol [Tableau (4.3) page38]

Q : facteur de qualité..... [Tableau (4.4) page41]

R : Coefficient de comportement global de la structure..... [Tableau (4.3) page39]

W : poids total de la structure.

- **Coefficient d'Accélération de Zone A:**

Zone III, groupe d'usage 2, (D'après la classification sismique de wilaya de Alger:

[RPA99/version2003] ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : A = 0.25

D: Facteur d'amplification dynamique moyen, Fonction de la catégorie de site, du facteur de

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \text{ (1')} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \text{ (2')} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \text{ (3')} \end{cases} \quad (V. 3)$$

Avec :

T₁ et **T₂** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau

[Tableau (4.7) page45]

η : Facteur de correction d'amortissement [RPA99/version2003] (Art4.2) page4

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad (\text{V.4})$$

ξ (%): Pourcentage d'amortissement critique. [Tableau (4.2) page35]

- **Estimation de la période de l'ouvrage T :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à la partir de la formule

empirique suivante : [RPA99/version2003] (Art4.2.4)

Avec :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{V.5})$$

h_N : Hauteur de la structure mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. [Tableau (4.6)

page42] $C_T = 0.005$

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule : donnée par le tableau dans

(Art4.2.4) page42 .

$$T = 0.09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (\text{V.6})$$

Ou le D est la dimension du bâtiment mesurée à base dans la direction de calcul considérée.

- **Poids total de l'ouvrage W :**

W : La somme des poids des différents niveaux, donnée par la formule :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{V.7})$$

$$W_i = WGi + \beta WQi \quad (\text{V.8})$$

Avec :

β : Coefficient de pondération. D'après le tableau [Tableau (4.5) page41]

Q_i : Charges d'exploitation. (V.7) (V.8)

G_i : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la

structure.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon

les formules suivantes : [RPA99/version2003] (Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{V. 9})$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :(Art4.2.)

$$F_t = 0.07 T.V \quad (\text{V. 10})$$

T est la période fondamentale de la structure " en seconde"

- La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou

égale à 0.7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

:(Art4.2.5) page43

$$F_i = \frac{(V + F_t)W_i \cdot h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \cdot h_j} \quad (\text{V. 11})$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque (V.11)

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher i

V-9 Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003) :

V-9-1 Calcul de la force statique équivalente :

La résultante des forces sismiques **V_{dy}** obtenue par combinaison des valeurs modales, doit être

supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique

équivalente **V_{st}**.

Le calcul **V_{st}** à partir la formule(V.2) :

↪ Premièrement on a calculé le facteur de correction d'amortissement à partir la **formule (V.4)**

Dans les deux directions : $\xi = 7\%$

◆ On prend : $\eta_x = \eta_y = 0.882 > 0.7$ Condition Satisfaite.

Site ferme (S3): **T₂ = 0.50 s** et **T₁ = 0.15 s**

V-9-2 Vérification de la période :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, la période fondamentale de notre structure est :

T_{dyn} = 0.862s

D'après l'article du RPA99/V2003 4.2.4 (4.) qui stipule les valeurs de T calculées à partir de méthodes

numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir de formules empiriques appropriées de

plus de **30% T_{dyn} < 1.3 T_{st}**.

Calcul la période T :

Dans le cas où la structure est contrevents par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la

formule (V.5)

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul. Dans notre cas

(structure mixte), le période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les

formules(V.5) et (V.6) on prend la période minimale.

$$h_N = 33.60m$$

$$D_x = 29.40m$$

$$D_y = 18.10m$$

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

✓ Pour le sens longitudinal :

$$T_x = \min \{ 0.698 ; 0.558 \} \text{ donc: } T_x = 0.558 \text{ s}$$

✓ Pour le sens transversal :

$$T_y = \min \{ 0.698 ; 0.716 \} \text{ donc: } T_y = 0.698s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{dyn} < 1.3 T_{st}$$

Sans x :

$$0.862 < 1.3 \times 0.558 = 0.725s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sans y :

$$0.862 < 1.3 \times 0.698 = 0.901s \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

À partir la formule (2') (V. 3) :

Dans les deux directions

À partir la formule (2') (V. 3) :

$$D_x = 1.721$$

$$D_y = 1.534$$

Coefficient d'accélération de zone A : Bâtiment à usage d'habitation situé à Alger :

$$A = 0.25$$

♦ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

$$R = 4$$

Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{i=0}^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Remarque :

- Condition satisfaite pénalisée 0
- Condition non satisfaite pénalisée 0.05 Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q,

on a donnée dans le tableau suivant :

N° :	Critère q	Direction xx	Direction yy
01	Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	0.05
02	Redondance en plan	0.05	0
03	Régularité en élévation	0	0
04	Régularité en plan	0.05	0.05
05	Contrôle de qualité de matériaux	0.05	0.05
06	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
		0.20	0.20

TableauV-1- : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

$$Q = 1 + 4(0.05) = 1.20$$

Détermination du poids total de la structure :

$$W = \sum W_i = \sum M x g = 5380.548 \times 9.81 = 52783.529 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismiques :

À partir la formule (V.) :

$$V_x = \frac{0.25 \times 1.721 \times 1.2}{4} \times 52783.53 = 6813.03 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{0.25 \times 1.534 \times 1.2}{4} \times 52783.53 = 6072.74 \text{ KN}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente. On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.86234	63.2653	0.1378	0	63.2653	0.1378
2	0.767896	0.1535	68.8082	0	63.4188	68.946
3	0.670709	5.3578	0.0108	0	68.7766	68.9568
4	0.229889	15.6336	0.0135	0	84.4102	68.9703
5	0.201632	0.0246	16.8205	0	84.4348	85.7908
6	0.181306	1.7649	0.0287	0	86.1997	85.8194
7	0.106454	6.0671	0.0018	0	92.2669	85.8212
8	0.091467	0.006	6.6558	0	92.2729	92.477

TableauV-2-: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 90,4157\% > 90\%$condition vérifiée

Sens transversal : $\sum \alpha_y = 90,2927\% > 90\%$condition vérifiée Les valeurs de la

force sismique obtenue après l’analyse dynamique de etabs :

	$V_{dx} (t)$	$V_{dy} (t)$
Forces sismiques	6213.85	7011.37

$$V_{dy} \geq 80\% V_{st}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{dyx} = 6213.85 \text{ KN} \geq 80\% V_{st} = 5450.42 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Satisfaite.} \\ V_{dyy} = 7011.37 \text{ KN} \geq 80\% V_{st} = 4858.196 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Satisfaite.} \end{array} \right.$$

V-9-3 Coefficient de participation modale :

On doit vérifier :

$$\sum \alpha \geq 90\%$$

Le logiciel ETAPS peut déterminer directement les valeurs les coefficients de participation modale,

les valeurs données sont :

Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 92.27 \% > 90\% \dots \dots \dots \text{Condition Satisfaite.}$$

Sens transversale :

$$\sum \alpha_y = 92.48 \% > 90\% \dots \dots \dots \text{Condition Satisfaite.}$$

V-10 Calcul et vérification des déplacements :

[RPA99/v2003] Sous l’action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

$$\Delta K = \delta k - \delta k - 1 \leq \delta \bar{k}$$

Avec : $\delta \bar{k} = 1\% h_e$ et $\delta k = R \cdot \delta e k$

R : coefficient de comportement ; dans notre structure $R = 4$

$\delta e k$: Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l’effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résumant les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

NIV	δx	δy	$dx=R.\delta x$	$dy=R.\delta y$	Δdx	Δdy	1%he
STORY11	0.042	0.040	0.167	0.158	0.016	0.015	0.0306
STORY10	0.038	0.036	0.152	0.143	0.017	0.016	0.0306
STORY9	0.034	0.032	0.134	0.127	0.018	0.017	0.0306
STORY7	0.025	0.023	0.098	0.092	0.018	0.018	0.0306
STORY6	0.020	0.019	0.080	0.075	0.018	0.017	0.0306
STORY5	0.015	0.014	0.061	0.058	0.018	0.017	0.0306
STORY4	0.011	0.010	0.044	0.041	0.016	0.015	0.0306
STORY3	0.007	0.007	0.028	0.026	0.013	0.013	0.0306
STORY2	0.004	0.003	0.015	0.013	0.010	0.009	0.0306
STORY1	0.001	0.001	0.005	0.004	0.005	0.004	0.0306

Tableau V-3-: Déplacement relatifs aux différents niveaux dans les deux sens

Le déplacement relatif ne dépasse pas les 1%hede la hauteur d'étage.

1%he = 0.0306Condition Satisfaite.

CS: Selon le critère de justification de sécurité [RPA99/v2003] (Art5.10).

V-11 Justification de l'effet P – Δ :

Les effets du 2ème ordre peuvent être négligeables dans le cas des bâtiments, si la condition suivante

est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times V_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « K »

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K » ;

Δ_K : Déplacement relatif au niveau « K » ;

h_k : Hauteur d'étage

NIV	hk	Δkx	Δky	Vkx	Vky	Wk	Pk(cumul)	$\theta_k (x)$	$\theta_k (y)$
STORY 11	3.0 6	0.0 16	0.0 15	1141.0 2	271.23	5,073.7 92	5,073.7 92	0.02 3	0.020
STORY 10	3.0 6	0.0 17	0.0 16	2204.1 3	2468. 4	5,053.6 52	10,127. 44	0.02 6	0.022
STORY 9	3.0 6	0.0 18	0.0 17	3020.9 3	3404. 63	4,971.0 69	15,098. 51	0.02 9	0.024
STORY 8	3.0 6	0.0 19	0.0 18	3686.0 2	4177. 48	4,898.8 60	19,997. 37	0.03 3	0.028
STORY 7	3.0 6	0.0 18	0.0 18	4269.9 9	4857. 68	4,898.8 60	24,896. 23	0.03 5	0.029
STORY 6	3.0 6	0.0 18	0.0 17	4783.8 1	5450. 65	4,898.8 60	29,795. 09	0.03 7	0.031
STORY 5	3.0 6	0.0 18	0.0 17	5219.4 2	5943. 22	4,825.4 61	34,620. 55	0.03 8	0.032
STORY 4	3.0 6	0.0 16	0.0 15	5590.5 1	6351. 65	4,762.4 33	39,382. 99	0.03 6	0.030
STORY 3	3.0 6	0.0 13	0.0 13	5901.6 8	6686. 33	4,762.4 33	44,145. 42	0.03 2	0.028
STORY 2	3.0 6	0.0 10	0.0 09	6120.8 9	6917. 19	4,726.1 72	48,871. 59	0.02 6	0.020
STORY 1	3.0 6	0.0 05	0.0 04	6213.8 5	7011. 37	3,911.9 38	52,783. 53	0.01 3	0.011

Tableau V-4-: L'effet P – Δ dans les deux sens

- $\theta_k \leq 0.1$: Donc l'effet P – Δ est négligeable pour les deux directions longitudinal transversale.

Conclusion V :

Après les résultats obtenus dans l'étude dynamique, on peut dire que la structure éventuellement résister aux charges extérieures (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont tirés du logiciel ETABS

Chapitre -VI- :
Etude des éléments porteurs
de la structure

VI-1 Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons à utiliser pour les calculs.

A l'aide du logiciel d'analyse structurale (Etabs 9.6.0), nous pouvons faire le calcul de ferrailage des éléments porteurs de la structure en déterminant les efforts internes distincts de chaque section par différentes combinaisons de calcul.

VI-2-Combinaisons spécifiques de calcul :**VI-2-1-Poteaux :**

Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91 révisée 99 (1)

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)

Nmax ; Mcorrespondant.....A1

Nmin ; Mcorrespondant.....A2

Mmax ; Ncorrespondant.....A3

Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 / version 2003 (2)

- $0,8G \pm E$(ACC)
- $G + Q \pm 1,2 \times E$(ACC)

Nmax ; Mcorrespondant.....A4

Nmin ; Mcorrespondant.....A5

Mmax ; Ncorrespondant.....A6

VI-2-2-Poutres :

Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91 révisée 99 :

- $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 / version 2003

- $S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}
- $S_{p2}=G+Q \pm E.$

Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle :

$$\gamma_s=1 \quad \Rightarrow \quad \sigma_s= 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b=1,15 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b=18,48 \text{ MPa}$$

- Pour les autres cas :

$$\gamma_s=1,15 \quad \Rightarrow \quad \sigma_s= 348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b=1,5 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b= 14.17 \text{ MPa}$$

VI-3-Ferraillage des poutres :

VI-3-1-Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1er et du 2eme genre.

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm.}$
- Hauteur de la section $h_t = 45 \text{ cm.}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 40.5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$
- Fissuration peu préjudiciable

VI-3-2- Les armatures minimales des poutres (1) :

Type de poutres	Amin = 0,5 % b.ht	Amax1 = 4% b.ht	Amax2=6% b.ht
(30x45) cm ²	6.75 cm²	54 cm²	81 cm²
(30x35) cm ²	5.25cm²	42cm²	63 cm²

Tableau VI-1 : Les armatures minimales des poutres

VI-3-3- Exemples de calcul :

Les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont obtenus à partir d'Etabs 9.6.0. Nous avons choisi comme exemples détaillés les poutres principales et les poutres secondaires (intermédiaires).

- **Poutres principales Terrasse : (30×45) cm² :**

Données :

- Largeur de la poutre $b_{pp} = 30$ cm ;
- Hauteur de la section $h_{pp} = 45$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9h_{pp} = 40.5$ cm ;
- Fissuration peu préjudiciable ;
- $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ;
- $\sigma_s = 348$ MPa

En travée : rive

$$\begin{cases} M_{tSp1} = 59.79 \text{ KN.m} \\ M_{tSp2} = 61.06 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \frac{M_{tSp2}}{M_{tSp1}} = 1.02 < 1.15 : \text{ le calcul se fait sous Sp1.}$$

$$\mu = \frac{M_{tSp1}}{b_{pp} \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{59.79 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.085$$

$$\beta = 0.9555$$

$$A_s = \frac{59.79 \times 10^3}{0.9555 \times 40.5 \times 348} = 4.44 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T16 → $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$

Sur appuis : intermédiaire

$$\begin{cases} M_{tSp1} = 80.10 \text{ KN.m} \\ M_{tSp2} = 100.20 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \frac{M_{tSp2}}{M_{tSp1}} = 1.25 > 1.15 : \text{ le calcul se fait sous Sp2.}$$

$$\mu = \frac{M_{tSp1}}{b_{pp} \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{100.20 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.143$$

$$\beta = 0.9225$$

$$A_s = \frac{100.20 \times 10^3}{0.9225 \times 40.5 \times 348} = 7.71 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$.

Les résultats des sollicitations de calcul (moment de calcul) ainsi que leurs sections d'armatures correspondantes et les sections d'armatures adoptées pour chaque niveau sont donnés dans des tableaux présents ci-dessous :

VI-4-récapitulatif du ferrailage :

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2				
Etages courants	Appuis	101.48	156.70	156.70	6.75	10.11	3T16+3T14
	Travée	58.09	113.09	113.09		7.09	3T16+3T12
terrasse	Appuis	80.10	100.20	100.20	6.75	6.23	3T16+3T14
	Travée	59.79	61.06	59.79		4.44	3T16

Tableau VI-2 : récapitulatif du Ferrailage des poutres principales (30x45) cm²

Type De poutre	Section	Moments(KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2				
Etages courants	Appuis	64.49	97.30	97.30	5.25	8.26	3T14+3T14
	Travée	37.66	95.21	95.21		8.07	3T14+3T14
terrasse	Appuis	45.74	78.61	78.61	5.25	6.62	3T14+3T12
	Travée	41.13	63.64	63.64		5.20	3T14+3T12

Tableau VI-3: récapitulatif du Ferrailage des poutres secondaire (30x35) cm²

VI-4-1-Les vérifications :

➤ **Poutre principale (30x45) cm² :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47cm^2$$

Adopté > Amin condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant maximal Tmax = 131,02KN

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{131,02}{300 \times 405} = 1.08MPa$$

Fissuration peu préjudicia

ble :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\tau_u = 1.08 \text{ MPa}$ $\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12.86 ; 30 ; 14)$$

$$\Phi_t \leq 12.86$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : **$\Phi_t = 8 \text{ mm}$**

Calcul de L'espace :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (36.45; 40 \text{ cm}) \end{array} \right. \quad St \leq 30.45 \text{ cm}$$

Zone nodale:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (h/4; 12\Phi_l; 30 \text{ cm}) \\ St \leq \min (11.25 ; 30 \text{ cm} ; 16.8) \\ St = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Zone courante :

$$St \leq h/2 \quad St = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la section d'armatures minimales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} > \frac{\tau_u - 0.3k \times f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$K = 1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = \min(2.1 \text{ MPA} ; 3.3 \text{ MPA}) = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha$$

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ MPA}$$

$$(1) \dots \dots \dots \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} = \frac{[1.08 - (0,3 \times 2,1 \times 1)] \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 400} = -0.057$$

- **Pourcentage minimale des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_b} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right) = \max(0,54 \text{ MPA}; 0,4 \text{ MPA}) = 0,54 \text{ MPA}$$

$$\text{De (1) et (2)} : \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{4} = 0,05 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } A_t = 0,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm/ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Ancrage des armatures tendues :**

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPA} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm} \end{cases}$$

Diamètre d'une barre $\Phi = 14 \text{ mm}$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis ($b = 50 \text{ cm}$) selon les dimensions des poteaux, donc il faut courber les barres avec un rayon r

$$r = 5,5\Phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

Calcul des crochets :

Crochets courants d'angle de 90°

$$\begin{cases} L_2 = d - \left(c - \frac{\Phi}{2} + r\right) = 40,5 - \left(2,5 - \frac{1,4}{2} + 7,7\right) \\ L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,30 - 2,19 \times 7,7 - 31}{1,87} \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 25,1 \text{ cm} \\ L_1 = 3,92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 25,2 \text{ cm} \\ L_1 = 3,87 \text{ cm} \end{cases}$$

- **La longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99/v2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$40\Phi \text{ en zone III} \rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_s = 46.54 \text{KN.m} \quad A = 4.52 \text{cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$15y^2 + 67,8y - 2135.7 = 0 \Rightarrow y = 9.90 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{30 \times 9.90^3}{12} + 15 \times 4.52(31.5 - 9.90)^2 \Rightarrow I = 34058.5 \text{cm}^4$$

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{46.54 \times 10^3}{34058.5} 9.90 = 13.52 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 13.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ancrages des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 74.48 \text{ KN} \quad M_a = 100.20 \text{KN.m}$$

$$\delta = \frac{M_a}{z} = \frac{100.20}{0,9 \times 0,40} = 278.33 \text{KN} > T = 74.48 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bielle d'about :

$$\sigma_b = \frac{F_b}{s}; \text{ avec: } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2T}{ab} \text{ (où } a \text{ est la largeur d'appui de la bielle)}$$

La condition suivante doit être satisfaite : $\sigma_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

En tenant compte de l'inclinaison de la bielle qui est différente de 45° , on doit vérifier que :

$$\sigma_b < \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} < \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 30\text{cm} ; a = b - 2 - 3 = 25\text{cm}$$

0.20MPa < 13,33MPa condition vérifiée

• **Entraînement des armatures :**

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9 \times d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5(HA)$

T: effort tranchant maximale $T_{max} = 74.48 \text{ KN}$

n: nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 6$

μ : périmètre d'armatures tendues ; $\mu = \pi \times \Phi = 3,14 \times 1,4 = 4,4 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{74.48 \times 10^3}{0,9 \times 405 \times 44 \times 6} = 0.77\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$\tau_{ser} = 0.77 \text{ MPA} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

• **Vérification de la flèche :**

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10M_{0,ser}} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{550} = 0,081 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{45}{550} = \geq \frac{46.54}{10 \times 73.50} = 0.06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{4.52}{30 \times 40.5} = 0,004 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

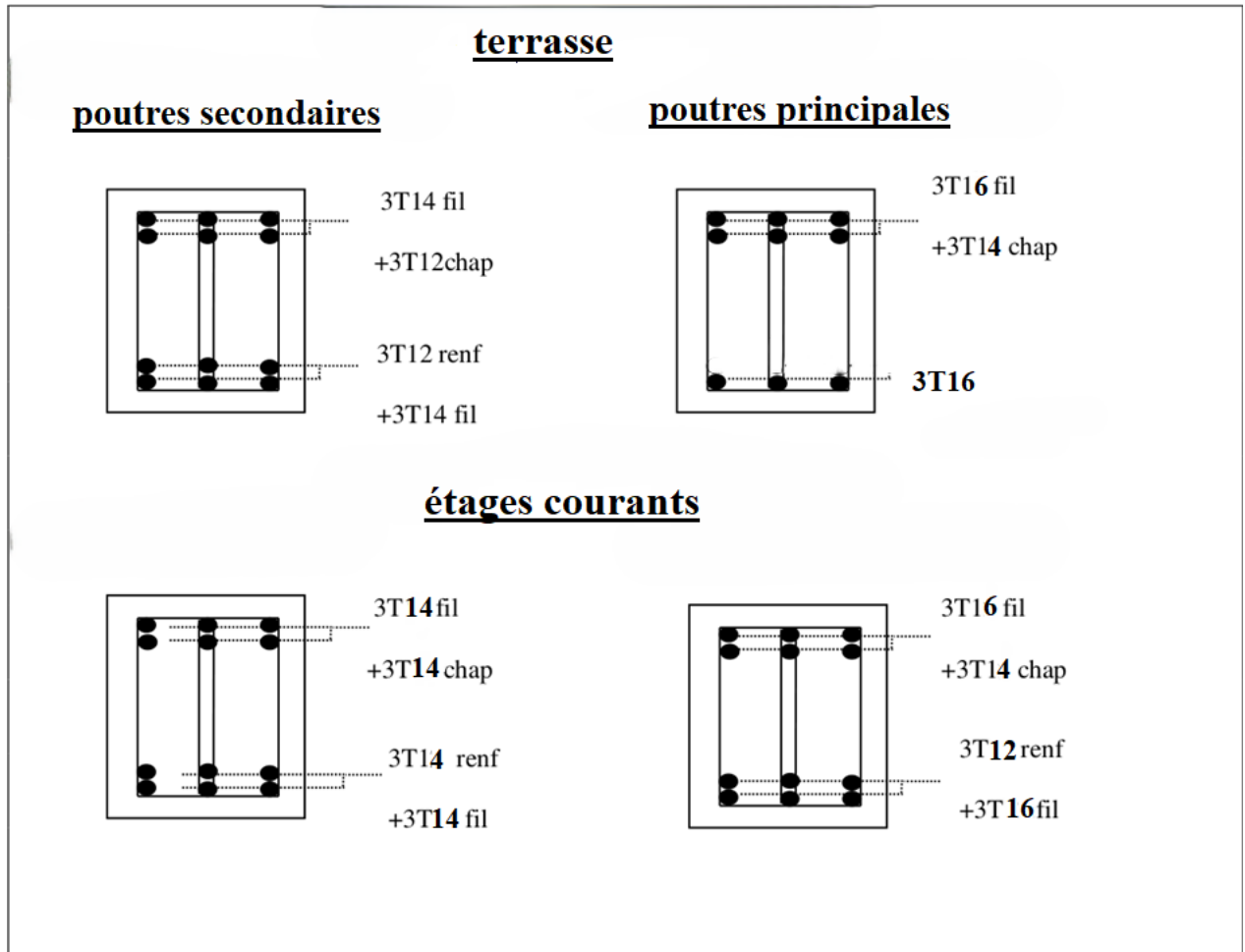


Figure VI-1 : ferrailage des poutres

VI-5-Ferrailage des poteaux :**VI-5-1-Calcul des armatures longitudinales :**

Calcul de ferrailage des poteaux selon le RPA 99 / version 2003 (1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0,9 % (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau.

VI-5-2-les armatures minimales des poteaux :

Types de Poteaux	$A_{min} = 0.9\% \times S$ (cm ²)	$A_{max1} = 4\% \times S$ (cm ²)	$A_{max2} = 6\% \times S$ (cm ²)
(50×45)cm ²	20.25	9	13.5
(45×40)cm ²	16.2	7.2	10.8
(40×35)cm ²	12.6	5.6	8.4

Tableau VI-4: les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

VI-5-3-es sollicitations défavorables :

Etages		(50×45)cm ²	(45×40)cm ²	(40×35)cm ²
Combinaisons				
A	$N_{max}(KN)$	2737.12	1904.73	904.52
	$M_{cor}(KN .m)$	1	5.78	9.83
B	$N_{min}(KN)$	658.67	327.56	22.72
	$M_{cor}(KN .m)$	11.97	19.30	1.70
C	$M_{max}(KN .m)$	48.11	67.63	73.15
	$N_{cor}(KN)$	1394.95	729.81	145.42

Tableau VI-5: les sollicitations défavorables du 1er genre

Etages		(50×45)cm ²	(45×40)cm ²	(40×35)cm ²
Combinaisons				
A	$N_{max}(KN)$	3483.22	1438.02	682.19
	$M_{cor}(KN .m)$	65.26	53.25	44.98
B	$N_{min}(KN)$	3.43	6.7	2.75
	$M_{cor}(KN .m)$	98.38	73.35	53.02
C	$M_{max}(KN .m)$	157.80	169.40	266.9
	$N_{cor}(KN)$	1409.56	599.83	101.87

Tableau VI-6: les sollicitations défavorables du 2eme genre

VI-5-4-Exemple de calcul :

Un exemple de calcul d'un seul type de poteau sera calculé en détail et les résultats de calcul des autres poteaux seront donnés dans un tableau.

• **Poteaux (50x45) :**

Données :

- Hauteur utile : $d = 0.9h$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_c = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Sens longitudinale :

➤ **Combinaison du 1ère genre :**

1er cas :

$N_{max} = 2737.12$ KN; $M_{corr} = 1$ KN.m

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{1}{2737.12} = 3.65 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 2737.12 \left(0.45 - \frac{0.50}{2} + 3.65 \times 10^{-4} \right) = 548.423 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0.514N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0.81 \times 14.17 \times 10^3 \times 0.5 \times 0.45 = 2582.48 \text{ KN} \\ M_u \leq 2737.12 \times 0.45 \left(1 - \frac{2737.12 \times 10^3}{450 \times 450 \times 14.17} \right) = 627.80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2582.48 \text{ KN} < 2737.12 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 627.80 \text{ KN.m} < 548.423 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A' = 0$).

2ème cas :

$N_{min} = 658.67$ KN; $M_{corr} = 11.97$ KN.m

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{11.97}{658.67} = 1.82 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 658.67 \left(0.45 - \frac{0.50}{2} + 1.82 \times 10^{-2} \right) = 143.72 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0.514N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2582.48 \text{ KN} < 658.67 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 261.43 \text{ KN.m} < 143.72 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A' = 0$).

3ème cas :

$N_{max}=48.11 \text{ KN}; M_{corr} = 1394.95 \text{ KN.m}$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{48.11}{1394.95} = 3.44 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1394.95 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} + 0.0344 \right) = 326.98 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2582.48 \text{ KN} < 1394.95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 470.87 \text{ KN.m} < 326.98 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A' = 0$).

➤ **Combinaison du 2eme genre :**

1er cas :

$N_{max}= 3483.22 \text{ KN}; M_{corr} = 65.26 \text{ KN.m}$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{65.26}{3483.22} = 1.87 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 3483.22 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} + 1.87 \times 10^{-2} \right) = 761.78 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{bd\sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 3483.22 \text{ KN} < 3742.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 761.78 \text{ KN.m} < 892.57 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A' = 0$).

2ème cas :

$$N_{min} = 3.43 \text{ KN}; M_{corr} = 98.38 \text{ KN.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{98.38}{3.43} = 28.68 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 3.43 \left(0.450 - \frac{0.5}{2} + 28.68 \right) = 99.68 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \sigma_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{b d \sigma_{bc}} \right) = 1.54 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 3.43 \text{ KN} < 3742.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 99.68 \text{ KN.m} < 1.54 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A5

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$\begin{aligned} (d - c) N_u - M_u &\leq (0.337h - 0.81c) b \cdot h \cdot \sigma_{bc} \\ \begin{cases} (d - c) N_u - M_u = -96.92 \text{ KN.m} \\ (0.337h - 0.81c) b \cdot h \cdot \sigma_{bc} = 546.36 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \Rightarrow -96.92 \text{ KN.m} &< 546.36 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{98.38 \times 10^3}{50 \times 45^2 \times 14.17} = 0.069$$

$$\beta = 0.9645$$

$$A = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{98.38 \times 10^3}{0.9645 \times 45 \times 348} = 6.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 6.51 - \frac{3.43}{348} = 6.50 \text{ cm}^2$$

3ème cas :

$$N_{max} = 1409.56 \text{ KN}; M_{corr} = 157.80 \text{ KN.m}$$

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{157.80}{1409.56} = 1.12 \times 10^{-1} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1409.56 \left(0.450 - \frac{0.5}{2} + 1.12 \times 10^{-1} \right) = 439.78 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} Nu \leq 0.81\sigma_{bc} \times b \times h = 3367.98 \\ Mu \leq Nu \times d \left(1 - \frac{0.514Nu}{bd\sigma_{bc}}\right) = 511.50 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 1409.56KN < 3367.98KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ 439.78KN.m < 511.50KN.m \dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A' = 0$).

Aadopté = max (A1; A2; A3; A4; A5; A6; Amin).

Pour une section de béton (50×45) cm² (Zone sismique III)

Amin = 20.25 cm²

Aadopté = max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 20.25)

Aadopté = 20.25 cm²

On adopte pour : 12T16 soit 24.13cm² 4 barres par face.

Les sollicitations maximales et sections d'armatures correspondantes aux différents niveaux sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)
		Nu (KN)	Mu (KN.m)	Acal (cm ²)	Nu (KN)	Mu (KN.m)	Acal (cm ²)		
Type 1 (50×45) cm ²	A	2737.12	1	0	3483.22	65.26	0	20.25	12T16 (24.13)
	B	658.67	11.97	0	3.43	98.38	6.51		
	C	1394.95	48.11	0	1409.56	157.80	0		
Type 2 (45×40) cm ²	A	1904.73	5.78	0	1438.02	53.25	0	16.2	8T14+4T16 (20.36)
	B	327.56	19.30	0	6.7	73.35	4.36		
	C	729.81	67.63	0	599.83	169.40	4.52		
Type 3 (40×35) cm ²	A	904.52	9.83	0	682.19	44.98	0	12.6	12T14 (18.47)
	B	22.72	1.70	0	2.75	53.02	4.2		
	C	145.42	73.15	4.03	101.87	266.9	4.24		

Tableau VI-7: récapitulatif de ferrailage des poteaux

VI-5-5-Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Le poteau le plus sollicité (50×50) cm^2

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{114.59 \times 10^3}{450 \times 450} = 0.57\text{MPa} < \tau_u = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

VI-5-5-1-Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{Q_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}$$

On adopte $\Phi_t = 6$ mm.

Calcul de l'espacement :

D'après le RPA 99 (version 2003) on a :

En zone nodale : $St \leq \min(10\Phi_L; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$; soit $St = 10$ cm

En zone courante : $St \leq 15\Phi_L = 24$ cm ; soit $St = 15$ cm

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = 0.7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{306}{45} = 4.76\text{m} < 5\text{m} \Rightarrow \rho_a = 3.75 (\text{RPA.99 "Art 7.4.2.2"}).$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_r \cdot V}{h \cdot f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 114.59}{50 \times 400} = 0.32\text{cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 10\phi 8 = 5.03\text{cm}^2/\text{ml} \\ St = 12\text{cm} \end{cases}$$

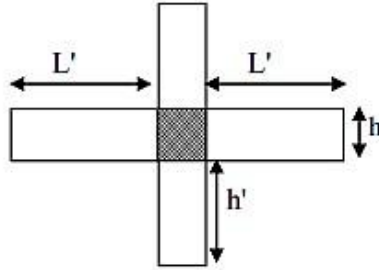
Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot st} \geq \max\{0.57; 0.4\text{MPa}\} = 0.57\text{MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.57 \times 45 \times 10}{400} = 0.64\text{cm}^2 > 0.57\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Détermination de la zone nodale:

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left(\frac{he}{6}; b; h; 60cm\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 45; 50; 60cm\right) = \max(51; 45; 50; 60cm) \\ h' = 60 \text{ cm} \quad ; L' = 2 \cdot h' = 2 \times 60 = 120cm \end{array} \right.$$



FigureVI-2 Zone nodale.

Disposition des armatures des nœuds :

Pour éviter l'éclatement des points critiques dans une construction, les règles (RPA99/V2003) dictent l'utilisation de cadres traditionnels ou de deux sections en U superposées et disposées en carré ou en rectangle, avec un minimum de trois cadres par nœud et un espacement maximum de 10 cm.

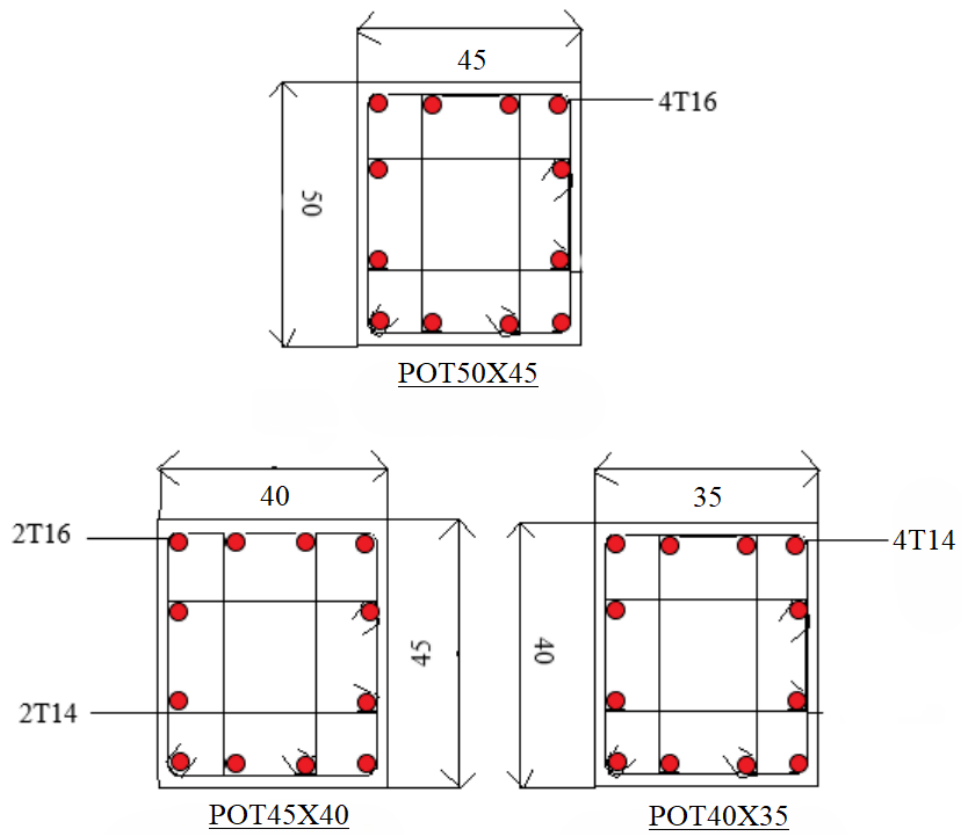


Figure VI-3 : ferrailage des poteaux

VI-6-Etude des voiles :**IV-6-1-Introduction :**

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée. Leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales. Les avantages importants que présentent les voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

- Leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voiles ont de faibles déplacements latéraux qui permettraient de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.
- La masse élevée du voile permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

Les combinaisons :

Selon le RPA 99 version 2003 les combinaisons à considérer sont les suivants :

$$1,35 G+1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$0,8G+Q$$

$$G+Q\pm 1,2E$$

VI-6-2- Ferrailage des voiles :**VI-6-2-1Méthode de calcul :**

$$A=0.900 \text{ m}^2$$

$$I = 1.5656 \text{ m}^4$$

$$v = 2.50 \text{ m}$$

Combinaison :

$$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$N = 2309.36 \text{ KN}$$

$$M = 122.48 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 14.72 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = 22123.39 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = 16991.48 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: donc la section est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée avec le minimum exigé par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L.$$

Calcul des armatures verticales :

Le calcul sera fait pour une bande de 1 m ($L=1$ m) ;

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L \text{ selon le RPA99/v2003}$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Diamètre :**

$$D \leq \frac{h}{10}$$

Avec :

h : épaisseur du voile (mm)

$$D \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \text{d'où } D \leq 20 \text{ mm} : \text{ on adopte } D = 12 \text{ mm.}$$

- **Espacement :**

- Selon le **B.A.E.L91/modifié99**, on a :

$$St \leq \min \{2a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le **RPA99/V2003**, on a :

$$St \leq \min \{1.5a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc } St \leq \min \{St \text{ BAEL91/99} ; St \text{ RPA99/V2003}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte $St = 20$ cm

Le choix de la section des armatures verticales : $5T12 \text{ p.m} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferrailage que celui des armatures verticales précédemment calculé soit :

$$5T12 \text{ p.m} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Calcul des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m² ; donc on adopte 4 épingles $\emptyset 8/\text{m}^2$.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

IV-6-3-Vérifications :

• **Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :**

- Selon le BAEL91/99 :

$$V_u = 14.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.72 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.08 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$Condition Vérifiée

- Selon le RPA99/V2003 :

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{a \times d}$

Avec : $\bar{T} = 1.4 T_{cal}$: l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile $d = 0.9 h$

Cette contrainte est limitée par : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{T}{a \times d} = \frac{1.14 \times 14.72 \times 10^3}{200 \times 180} = 0.47 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement

VI-6-4- Disposition des armatures :

VI-6-4-1- Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur ;

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm selon le BAEL91/modifié 99 et ne doit pas dépasser 1.5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le RPA99/V2003 ;

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

$St = 30 \text{ cm} \Rightarrow St / 2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$Condition vérifiée.

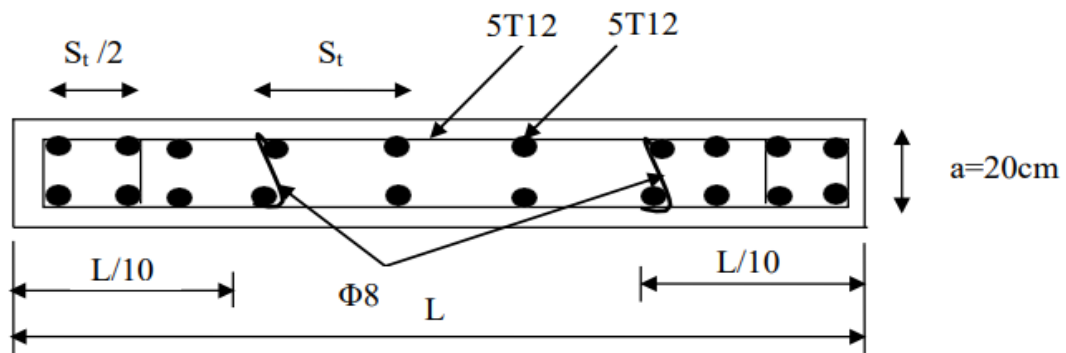


Figure VI - 4: Coupe transversale de voile.

VI-6-4-2- Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 cm
 - Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
 - Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur :
- $$S_t = \min \{ 1.5e ; 30 \text{ cm} \} ;$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

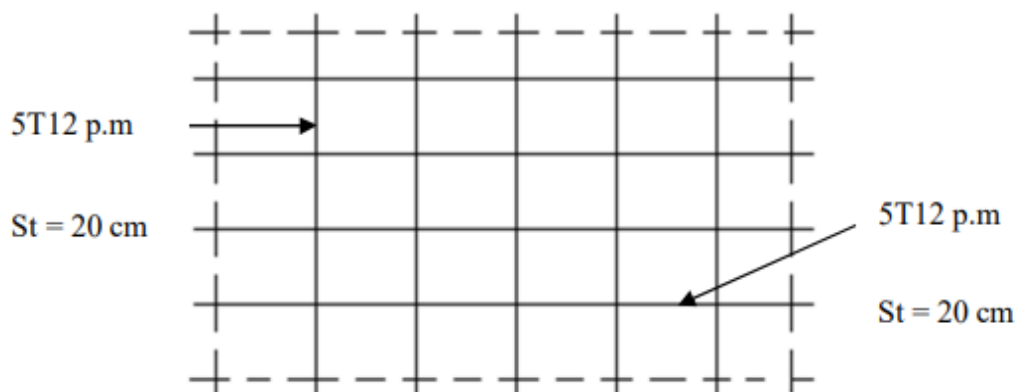


Figure VI - 5 : Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre - VII -
Etude des fondations

VII-1 Calcul du voile périphérique :

VII-1-1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes .
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

$$K_a' = K_a = 0,271$$

VII-1-2 le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $e_p = 20$ cm.

VII-1-3 Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec} : \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 * 1,7 * 3,00 = 13,81 \text{ Kn /ml}$$

b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \cdot 1,15 \cdot 3,00 = 1,22 \text{ Kn/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot \varphi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q = 1.35P_1 + 1.5 P_2 = 1.35 \times 13.81 + 1.5 \times 1,22 = 20.46 \text{ Kn/ml.}$$

$$Q = 20.46 \text{ t/ml.}$$

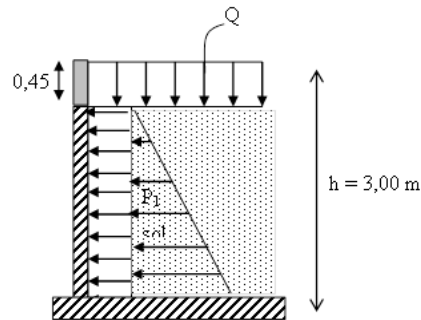


Figure VII.1: Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique

VII-1-4 Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_Y = 3,00 - 0,45 = 2,55 \text{ m.}$$

$$L_X = 4,50 - 0,45 = 4,05 \text{ m}$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,62 \\ v = 0(\text{E.L.U}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0751 \cdot 20,46 \cdot (4,05)^2 = 25,20 \text{ KN .m}$$

$$M_{oy} = 0,3613 \cdot 25,20 = 9,09 \text{ KN .m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 21,42 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 7,72 \text{ Kn.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 21,42 \text{ Kn.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21,42 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,04 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,976$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{21,42 \cdot 10^3}{0,976 * 18 * 348} = 3,50 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y :

$$M_{ty} = 7,72 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,72 \cdot 10^3}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,016 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{7,27 \cdot 1000}{0,992 * 18 * 348} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité :

Sens y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m L}.$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_o = 8 \cdot 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m L}.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \right\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,24; 2,00; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/m L** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à :

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m L}.$$

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,62}{2} \right) = 1,90 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 3,50; 2,00; 1,90 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,50 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/m L** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

VII-1-5-Les vérifications :

a- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 20,46 \cdot \frac{4,05}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,63}{2}} = 36,632 \text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{36,632 \cdot 10^3}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,203 \text{MPa.}$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,203 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,203 \cdot 25 / 1,5 = 2,38 \text{MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 2,38 > \tau_u = 0,203 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 13,81 + 1,22 = 15,03 \text{Kn/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 4,57 \text{Kn.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 1,65$$

$$M_{\text{tx}} = 3,884 \text{Kn.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 1,40 \text{Kn.m}$$

Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 3,884 \text{Kn.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,218.$$

abaque → K = 51,67 ; β = 0,925.

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,884 \cdot 10^4}{0,925 \cdot 18 \cdot 3,93} = 59,35 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta f_{c28}} \right) \cdot (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 21} \right) = \min(266,67; 201,63)$$

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

$$\sigma_s = 59,35 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée ..}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{59,35}{51,67} = 1,14 \text{MPa.}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,14 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L' .E.L.U conviennent .

Sens y :

$$M_{ser} = 1,40 \text{ KN. m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.12,5} = 0,218$$

$$\text{d'ou } k = 51,67 ; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{1,40.10^4}{0,925.18.3,93} = 21,39 \text{MPa.}$$

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

$$\tau_s = 21,39 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vér ifiée.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{21,39}{51,67} = 0,40 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,40 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vé rifiée}$$

Donc les armatures à L' .E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10 =3,93 cm²/ml** chacune et avec un espacement **S_t=20cm**

VII-2 Etude des fondations :

VII-2-1 Introduction :

L'infrastructure constitue l'une des parties cruciales du bâtiment due au fait qu'elle est chargée de supporter le poids de la superstructure et de transmettre les charges au sol tout en étant en contact avec le sol. Par conséquent, sa bonne conception est essentielle pour une performance optimale de l'ensemble de la structure.

Les éléments de la fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Pour déterminer les dimensions, il est nécessaire de connaître le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, ainsi que la force portante du sol.

VII-3 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales (adhérence, remblais...)

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné :

- Pour qu'il n'y ait pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

VII-4 Choix du type de fondations :

Pour notre structure, on adopte un radier général.

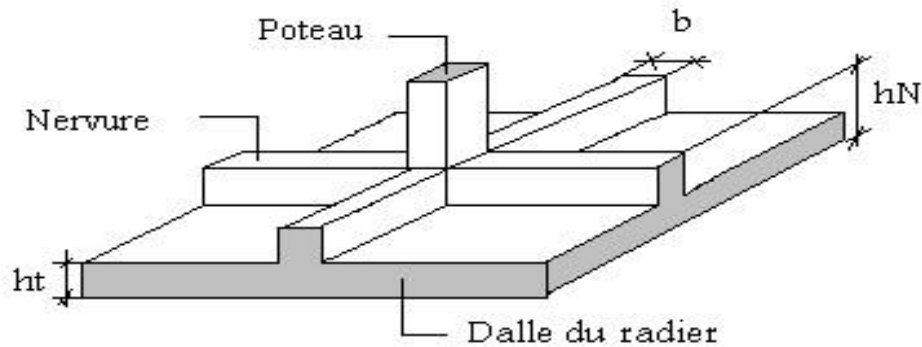
VII-4-1 Définition :

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges transmises tout en résistant aux contraintes de sol.

VII-4-2 Mode de calcul du radier :

Un radier est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction. Il est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \approx poids total de la structure)



FigureVII-2- : Radier général

VII-5 Pré dimensionnement du radier :

- **Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U} : N_u = 1.35G_T + 1.5Q_T$$

$$\text{E.L.S} : N_s = G_T + Q_T$$

Avec :

G_T : poids dus aux charges permanentes

Q_T : poids dus aux charges d'exploitations

$$N_u = 85414.89 + 1.35Q = 85414.89 + 1.35 \times 20,46 = 85442.51 \text{ KN.} \rightarrow 8544.25 \text{ t.}$$

$$N_s = 62354.34 \text{ KN.} \rightarrow 6235.43 \text{ t.}$$

- **Surface du radier :**

La surface du radier est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{N}{S} < \sigma_{sol}$$

$$N = N_s = 6235.43 \text{ t.}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{6235.43}{20}$$

$$S \geq 311.77 \text{ m}^2$$

On prend un débord « D = 80cm » de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface « Sradier = 463.42 m² ».

La surface du bâtiment est : Sbat=419.60m²

• **Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **1^{ère} condition :**

$$h_r > \frac{l_x}{20} = \frac{370}{20} = 18.5 \text{ cm}; h_r = 40 \text{ cm}$$

- **2^{ème} condition :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant ultime : V_u = Q.L/2

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L_{max} = 5.1 m

b : largeur

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{85442.51}{463.42} = 184.37 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m, on a :

$$q_u = 184.31 \times 1 = 184.37 \text{ KN/ml.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{184.31 \times 5.1}{2} = 470.15 \text{ KN}$$

L_{max} : longueur maximale d'une bande de 1m ; L_{max} = 5.10 m.

b : largeur

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{N_u}{S_r} = 184.37 \text{ KN/m}^2$$

$$d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

$$d \geq \frac{470.15 \times 10^3}{0,06 \times 25 \times 1000} \Rightarrow 271.4 \text{ mm} \Rightarrow d \geq 27,14 \text{ cm}$$

Suite à la vérification des conditions énumérées ci-dessus, on opte pour une épaisseur : h_r = 40 cm.

Dimensions de la poutre de libage :

Pour assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{550}{9} \leq h_p \leq \frac{550}{6} \Rightarrow 61.11 \leq h_p \leq 91.66$$

On adopte comme dimension de la poutre de libage :

$$\begin{cases} h_p = 70 \text{ cm} \\ b_p = 40 \text{ cm} \\ d = 0,9 \cdot h = 63 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes du sol :

On vérifie la contrainte du sol sous radier à l'ELS sous l'action de la superstructure, son poids propre y compris celui de la poutre de libage :

$$\text{Gradier} = \gamma_{BA} \times [(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i)] = 25 \times [(0.40 \times 463.42) + (0.70 \times 0.40 \times 140.8)]$$

$$\text{Gradier} = 4673.62 \text{ KN}$$

$$N'_s = \text{Gradier} + N_s = 4673.62 + 62354.34 = 67027.96 \text{ KN}$$

$$\frac{N'_s}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{67027.96}{463.42} = 144.64 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

I : inertie de la poutre :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.7^3}{12} = 0.011 \text{ m}^4$$

E : module d'élasticité du béton, E = 3216420 t/m²
 b : largeur de la poutre ; b = 40 cm

K : coefficient de raideur du sol, K= 400 t/m³

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,011}{400 \times 0,4}} = 5.45 \text{ m}$$

$$L_{max} < \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_{max} : longueur maximale entre nue des poteaux, L_{max} = 5.10 m.

$$L_{max} = 5.10 < \frac{h}{2} \times L_e = 8.56\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII-6 Ferrailage du radier :

Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N's}{S_{radier}} = \frac{66815.59}{463.42} = 144.64 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q = 144.64 - 6.25 = 138.39\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{radier} &= \gamma_{BA} \times h_r = 25 \times 0,40 = 6,25 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de : q = 138.39KN/m²

Soit une dalle renversée dont les appuis sont constitués par des voiles soumis à une pression uniforme due au poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Il comporte des panneaux de dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis l_x et l_y

avec l_x ≤ l_y.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{er} Cas: si α = $\frac{l_x}{l_y} < 0.4$: le panneau de dalle travaille dans un seul sens. Il est calculé à la flexion simple comme une poutre continue dans les sens de la petite portée (l_x).

2^{eme} Cas: si 0.4 ≤ α = $\frac{l_x}{l_y} < 1$: le panneau de dalle travaille dans les deux sens (l_x) et (l_y).

Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments de la dalle se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

Dans le sens de grande portée : $M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$

Dans le sens de petite portée : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Avec :

μ_x et μ_y : coefficients en fonction de α (0 à l'ELS et 0.2 à l'ELU : cours béton armé BAEL91).
 Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

$$\text{Moments en travée : } \begin{cases} M_t = 0.85 \times M_o \Rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_o \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis : } \begin{cases} M_a = 0.3 \times M_o \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_o \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$$

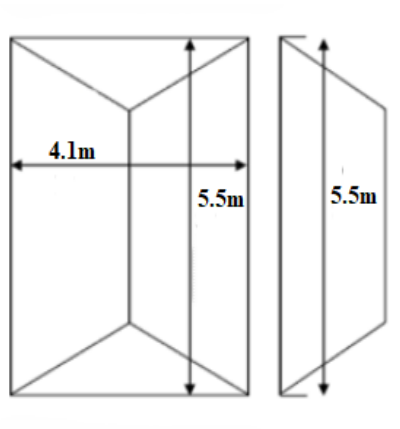


Figure VII – 3: Schéma du panneau le plus défavorable.

calcul :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.70}{5.1} = 0.72m$$

On a : $0.4 < \alpha = 0.80 < 1$ donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens (l_x) et (l_y).

$$\alpha = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases}$$

Sens (l_x) : $M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0658 \times 184.37 \times (3.70)^2 = 166.08 \text{ KN.m}$

Sens (l_y) : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.4624 \times 184.37 = 85.25 \text{ KN.m}$

En travée :

- Sens (**lx**) :

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 0.75 \times 166.08 = 124.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{124.56 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.17} = 0.067$$

$$\beta = 0.9655$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{92.42 \times 10^3}{0.9655 \times 36 \times 348} = 10.29 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T14 cm²/ml, A_s = 10.78 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

- Sens (**ly**) :

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 0.85 \times 85.25 = 72.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{72.46 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.17} = 0.039$$

$$\beta = 0.9805$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72.46 \times 10^3}{0.9805 \times 36 \times 348} = 5.89 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T14 cm²/ml, A_s = 6.16 cm²/ml ; S_t = 15 cm

sur appuis :

- **Appui de rive :**

$$M_{arive} = 0.3 M_{ox} = 0.3 \times 166.08 = 49.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{arive}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{49.82 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.17} = 0.027$$

$$\beta = 0.9875$$

$$A_{tx} = \frac{M_{arive}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49.82 \times 10^3}{0.9875 \times 36 \times 348} = 4.05 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T12 cm²/ml, A_s = 7.92 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

- **Appui intermédiaire :**

$$M_{aint} = 0.5 M_{oy} = 0.5 \times 85.25 = 42.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{aint}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{42.62 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.17} = 0.023$$

$$\beta = 0.9095$$

$$A_{tx} = \frac{M_{aint}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42.62 \times 10^3}{0.9095 \times 36 \times 348} = 3.74 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T12 cm²/ml, A_s = 7.92 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

Vérification de l'espacement :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

On a S_t = 15cm < 33cm.....Condition vérifié.

Disposition du ferrailage :

La longueur de scellement est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct. Les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{L_s; 0.2L_x\} = \max\{42.25; 74\} = 74 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max\left\{\begin{matrix} L_s \\ \frac{L_1}{2} \end{matrix}\right\} \Rightarrow 42.25 \text{ cm}$$

Arrêt des barres en travée :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{370}{10} = 37$$

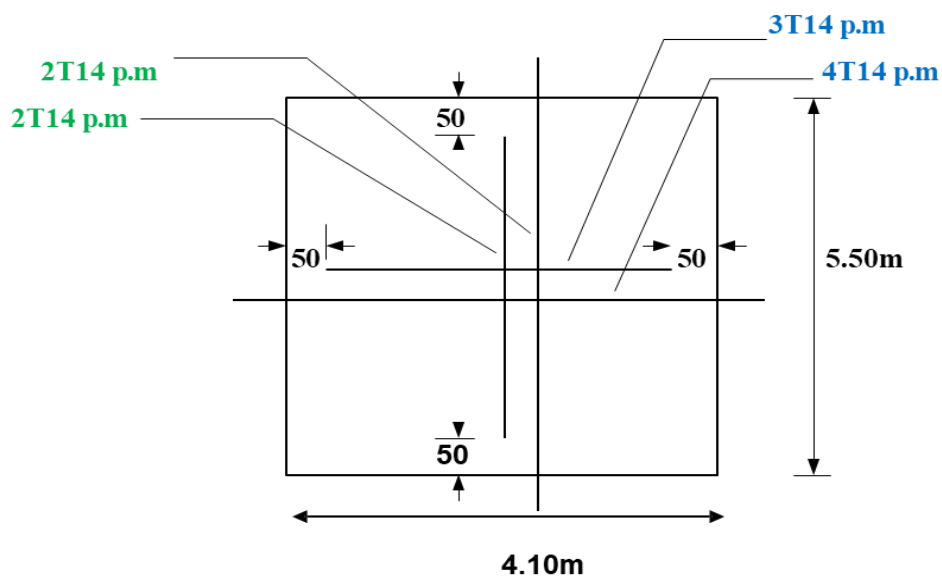


Figure VII -4 : Armatures supérieures (en travées).

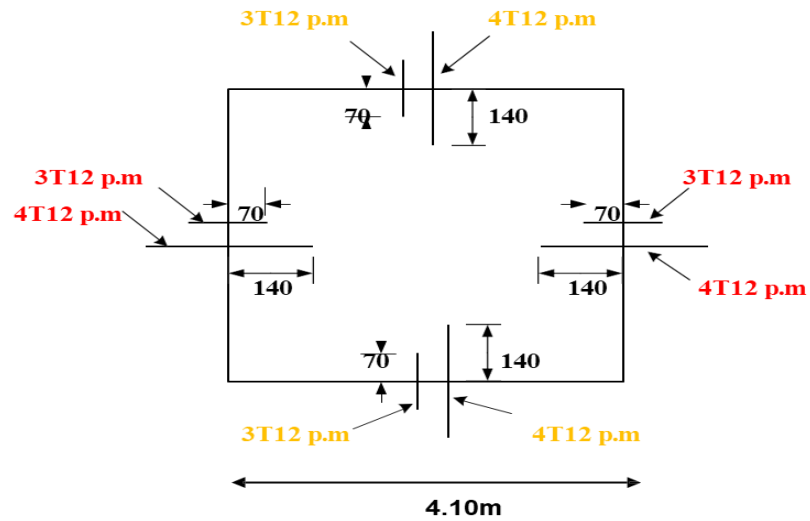


Figure VII - 5 : Armatures inférieures (sur appui).

VII-7 Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires et trapézoïdales pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

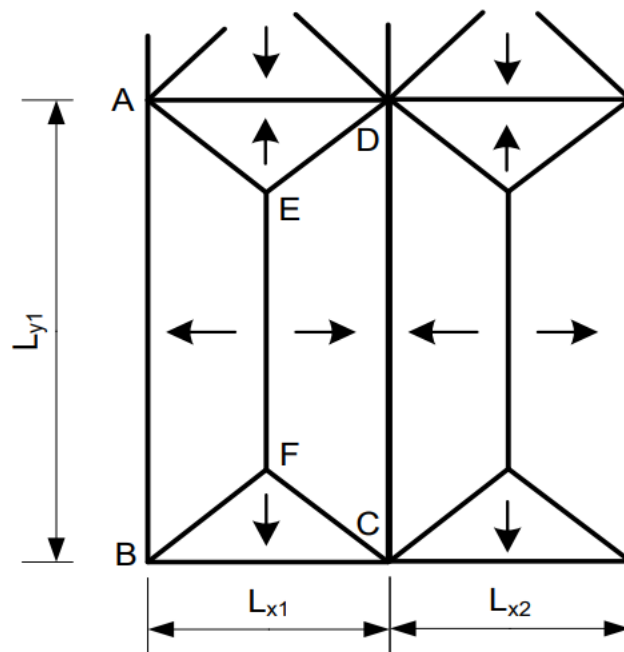


Figure VII -6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.

- Sens transversal (y): (Intermédiaire) :

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{l_x^2}{3 \times l_y^2} \right) l_x + \left(1 - \frac{l_y^2}{3 \times l_x^2} \right) l_y \right]$$

Avec :

$$l_{x1} = 4.10 \text{ m}$$

$$l_{x2} = 3.7 \text{ m}$$

$$l_y = 5.50 \text{ m}$$

$$q = 184.37 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = \frac{184.37}{2} \left[\left(1 - \frac{4.10^2}{3 \times 5.50^2} \right) 4.10 + \left(1 - \frac{3.70^2}{3 \times 5.50^2} \right) 3.70 \right] = 448.54 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{448.54 \times 4.10^2}{8} = 942.49 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 942.49 = 801.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{801.12 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.17} = 0.356$$

$$\beta = 0.768$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{801.12 \times 10^3}{0.768 \times 63 \times 348} = 47.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit: } 6\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit: } 6\text{T}20 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit: } 6\text{T}20 \end{cases} \Rightarrow A_s = 49.76 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.4M_o = 0.4 \times 942.49 = 377 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{377 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.17} = 0.167$$

$$\beta = 0.9095$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{377 \times 10^3}{0.9095 \times 63 \times 348} = 18.91 \text{ cm}^2$$


On adopte 4T20 cm²/ml+4T20 cm²/ml, A_s = 20.61 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

Ferraillage sur dimensionne sur poutre de libage 70x40 on refaire le calcul par 90x50

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p = 90 \text{ cm} \\ b_p = 50 \text{ cm} \\ d = 0,9 \cdot h = 81 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul du ferrailage : on utilise SOCOTEC

- En travée :

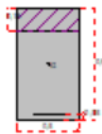
Logiciel développé par 	BaElR - Version 1.02.035	16/06/2025
	FERRAILAGE DES POUTRES DE LIBAGE	
	FERRAILAGE DES POUTRES DE LIBAGE	Page 1 / 1

Données saisies :


Largeur section :	0,5 m
Hauteur section :	0,9 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m
Contrainte du béton : f_{ctj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_{ce}	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	801,1 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	29,72 cm ²
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,18$ m	



- **Sur appui :**

Logiciel développé par 	BaElR - Version 1.02.035	16/06/2025
	sans nom	Page 1 / 1

Données saisies :

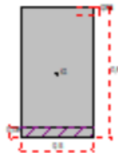
Largeur section :	0,5 m
Hauteur section :	0,9 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m
Contrainte du béton : f_{cd}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_{cd}	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : ϕ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15

Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	-377 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	13,27 cm ²
Section des armatures inférieures :	0 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,08$ m



- **Sens longitudinale(x): (intermédiaire)**

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{2}{3} \times q \times L_x$$

Avec :

$$l_x = 4.1 \text{ m}$$

$$q = 184.37 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = \frac{2}{3} \times 184.37 \times 4.1$$

$$q' = 378.26 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{378.26 \times 4.10^2}{8} = 794.83 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.85 \times 794.83 = 596.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{596.12 \times 10^3}{50 \times 81^2 \times 14.17} = 0.128$$

$$\beta = 0.931$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{596.12 \times 10^3}{0.931 \times 81 \times 348} = 22.71 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T20 cm²/ml+4T20 cm²/ml, A_s = 25.13 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.4 M_0 = 0.4 \times 794.83 = 317.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{317.93 \times 10^3}{50 \times 81^2 \times 14.17} = 0.068$$

$$\beta = 0.965$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{317.93 \times 10^3}{0.965 \times 81 \times 348} = 11.68 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 cm²/ml+4T12 cm²/ml, A_s = 12.56 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

- Sens transversal (y) :

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y2}^2} \right) L_{x2} \right]$$

$$q' = \frac{184.37}{2} \left[\left(1 - \frac{4.10^2}{3 \times 5.50^2} \right) \times 4.1 + \left(1 - \frac{3.70^2}{3 \times 5.50^2} \right) \times 3.70 \right]$$

$$q' = 400.86 \text{ KN/m}$$

Avec :

$$l_{x1} = 4.10 \text{ m}$$

$$l_{y1} = 3.70 \text{ m}$$

$$l_{x2} = 5.50 \text{ m}$$

$$l_{y2} = 5.50 \text{ m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{400.86 \times 4.10^2}{8} = 685.97 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 685.97 = 514.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{514.5 \times 10^3}{50 \times 81^2 \times 14,17} = 0.110$$

$$\mu = 0.110 \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{514.5 \times 10^3}{0.942 \times 81 \times 348} = 19.37 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4T20+4T14 $\Rightarrow A_s = 22,24 \text{ cm}^2$

- Sur appui :

$$M_a = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 685.97 = 274.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{274.39 \times 10^3}{50 \times 81^2 \times 14.17} = 0.060$$

$$\beta = 0.969$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{274.39 \times 10^3}{0.969 \times 81 \times 348} = 10.05 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 cm²/ml+4T12 , A_s =12.56 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

- **Sens longitudinal (x) : (Rive)**

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{1}{3} \times q \times L_x$$

Avec :

$$l_x = 4.1 \text{ m}$$

$$q = 184.37 \text{ KN/m}^2$$

$$q' = \frac{1}{3} \times 184.37 \times 4.1$$

$$q' = 189.13 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{189.13 \times 4.1^2}{8} = 397.41 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 397.41 = 337.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{337.80 \times 10^3}{50 \times 81^2 \times 14.17} = 0.072$$

$$\beta = 0.963$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{337.80 \times 10^3}{0.963 \times 81 \times 348} = 12.44 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 cm²/ml+4T12 cm²/ml, A_s = 12.56 cm²/ml ; S_t = 15 cm

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.4M_o = 0.4 \times 397.41 = 158.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{158.96 \times 10^3}{50 \times 81^2 \times 14.17} = 0.035$$

$$\beta = 0.9825$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{158.96 \times 10^3}{0.9825 \times 63 \times 348} = 5.74 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T14 cm²/ml, A_s = 6.16 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

- **Sens transversal (y) :**

Calcul de q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y2}^3} \right) L_{x1} \right]$$

$$q' = \frac{184.37}{2} \left[\left(1 - \frac{3.70^2}{3 \times 5.50^3} \right) \times 3.70 \right]$$

$$q' = 249 \text{ KN/m}$$

Avec :

$$l_{x1} = 3.70 \text{ m}$$

$$l_{y1} = 5.50 \text{ m}$$

Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q' \times l^2}{8} = \frac{249 \times 4.10^2}{8} = 523.21 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 523.21 = 444.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{444.73 \times 10^3}{50 \times 81^2 \times 14.17} = 0.356$$

$$\beta = 0.949$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{444.73 \times 10^3}{0.949 \times 81 \times 348} = 16.62 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T20 cm²/ml+4T12cm²/ml, A_s = 17.09 cm²/ml ; S_t = 15 cm

- **Sur appui :**

$$M_a = 0.4M_o = 0.4 \times 523.21 = 209.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{209.28 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14.17} = 0.045$$

$$\beta = 0.9765$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{209.28 \times 10^3}{0.9765 \times 81 \times 348} = 7.60 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 cm²/ml, A_s = 8.04 cm²/ml ; S_t = 15 cm.

Vérifications :

- **Contrainte de cisaillement :**

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{140.47 \times 4.1}{2} = 287.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \tau_u = \frac{287.96 \times 10^3}{500 \times 810} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}; 45 Pa\} = \min\{3.25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_t \right) = \min (25 ; 40 ; 16) \Rightarrow \Phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

On adopte $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l \right) = \min (17.50 ; 24 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 17.50 \text{ cm}$$

$St = 15 \text{ cm}$.

En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

Donc on utilise des armatures Fe235 soit $4\Phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la section d'armatures minimales :**

$$\frac{At \cdot f_e}{b \cdot st} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{4}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$1.12 \text{ cm}^2 > 0.4 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Disposition du ferrailage :

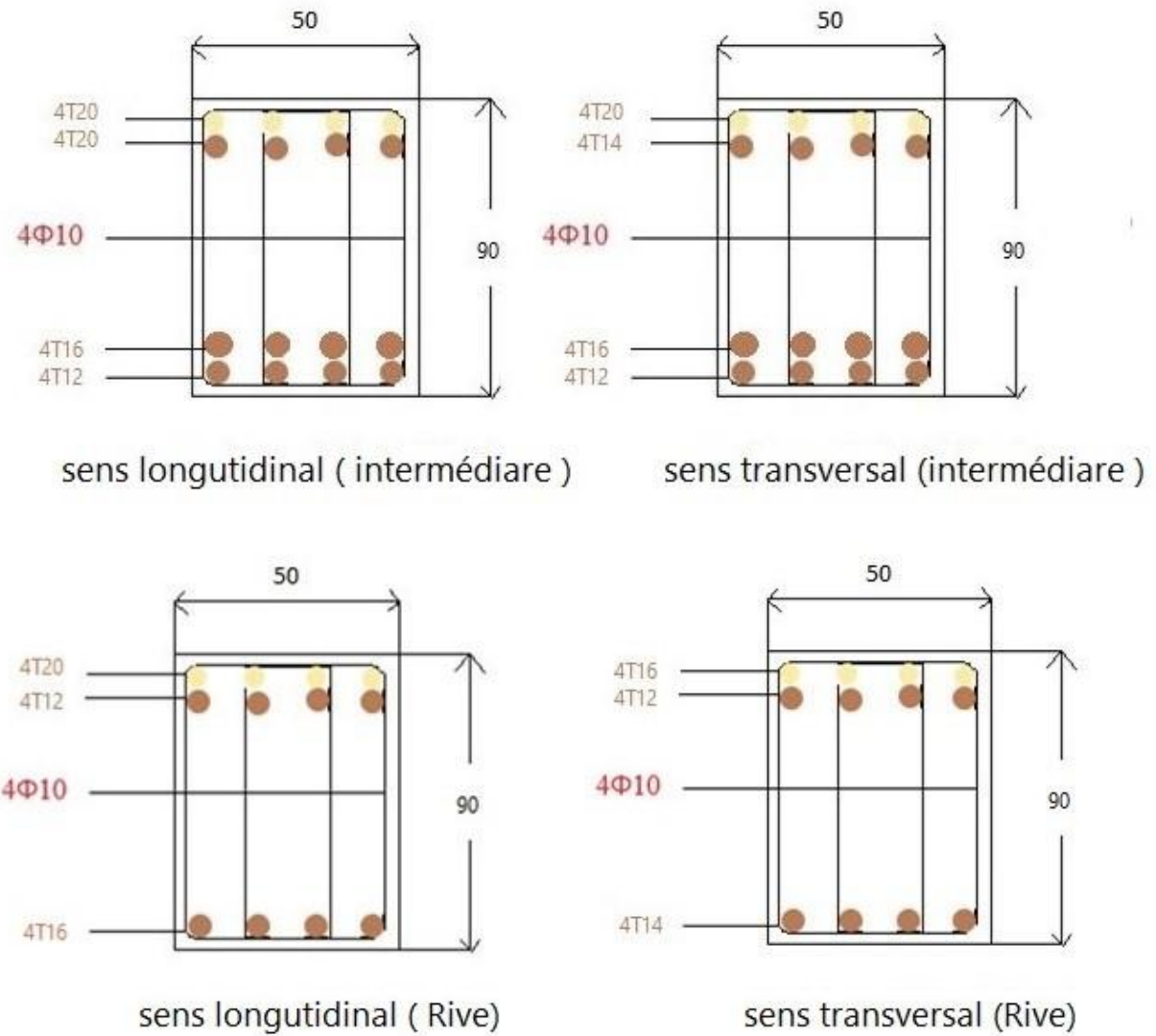


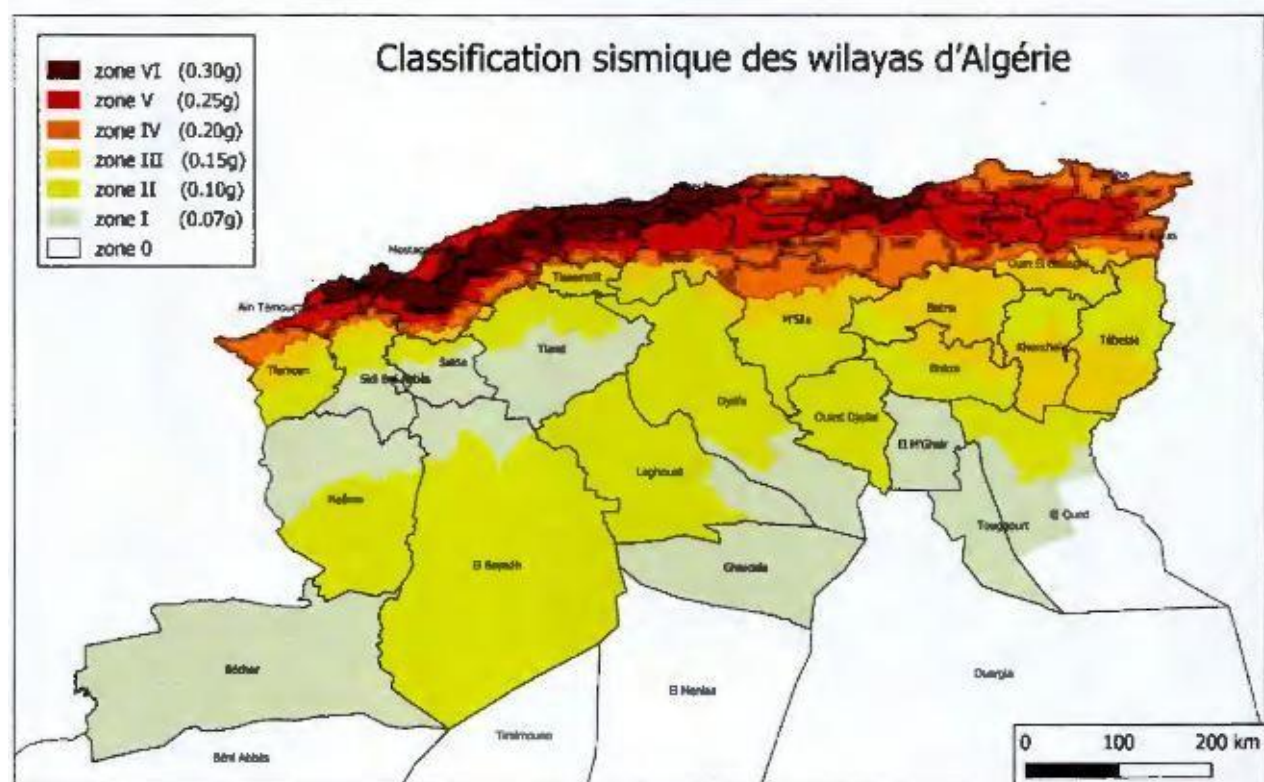
Figure VII - 7 : Disposition du ferrailage poutre de libage.

VIII Etude sismique par le RPA99V2024



VIII-1 :Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, la photo qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit:



(b) Zonage sismique de l'Algérie: zoom sur les zones sismiques I à VI

FigureVIII-1: zonage sismique de l'Algérie

VIII-2 :Classification des site**Notre Site S3***Spectre Type I (Zones IV, V et VI)*

Site	S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
site S ₁	1.00	0.10	0.40	2.0
site S ₂	1.20	0.10	0.50	2.0
site S ₃	1.30	0.15	0.60	2.0
site S ₄	1.35	0.15	0.70	2.0

Table : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I (Zones sismiques IV, V et VI)

VIII -3 Classification des bâtiments selon leur importance :**- Groupe 2: Bâtiments d'importance moyenne**

Notre Bâtiment non classé dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que:
Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m;

VIII -3 Classification des bâtiments selon leur configuration**- Régularité**

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous:

a) Régularité en plan dans notre bâtiment

● a1: Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

b) Régularité en élévation

- b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.
- b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- b3. Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions. de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments du bâtiment, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs, etc, pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés.

VIII -5 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon l'équation suivante :

$$V = S \cdot \frac{S_a \frac{T_0}{g}}{g} \cdot W \quad (1)$$

avec :

— $\frac{S_a(T_0)}{g}$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. 3.3.3) pour la période T_0 ,

— T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée ,

— λ : Coefficient de correction :

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq T_s \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases} \quad (1)$$

Remarque : Le coefficient λ traduit le fait que, dans les bâtiments d'au moins 3 niveaux avec des degrés de liberté de translation dans chaque direction horizontale, la masse modale effective du premier mode dans la direction horizontale est inférieure à la masse totale de la structure.

W : poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau i :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (3)$$

où :

$$W_i = W_{Gk,i} + \psi Q_{k,i} \text{ pour tout niveau } i$$

$W_{Gk,i}$: poids des charges permanentes et des éléments fixes éventuels, solidaires ou non de la structure

$Q_{k,i}$: charges d'exploitation

ψ : coefficient d'accompagnement (voir Tableau)

TABLE 1– Valeurs du coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures en béton armé ou en acier sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Ossatures et portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Autres types de structures	0,050

- Table : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés Bâtiments recevant du public temporairement : Salles	0.30
2	d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, etc.	0.40

3	Entrepôts, hangars Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment	0.50
4	d'archives ou locaux recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

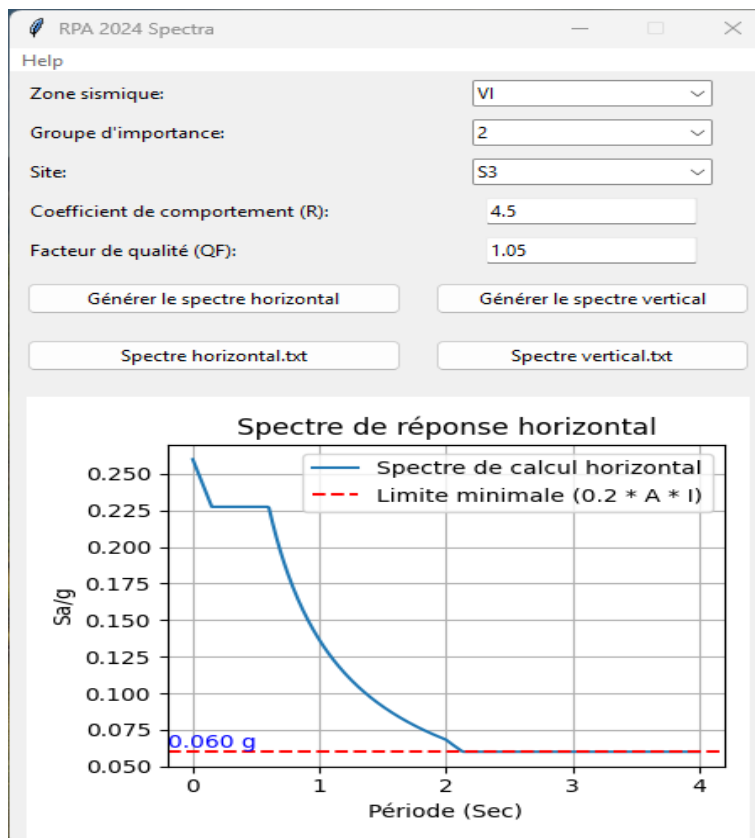
- Table : Valeurs du coefficient CT

Cas	Système de contreventement	CT
1	Ossatures en béton armé ou en acier sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossatures et portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
5	Autres types de structures	0.050

VIII -6 Spectre de réponse de calcul : [RPA99/version2024]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I_v \cdot [1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I_v \cdot [2.5\eta] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I_v \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2}{T})^\alpha] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I_v \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2})^\alpha] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$



Estimation de l'effort sismique par la méthode statique équivalente
Vsta

TABLEAU PAGE

Nombre des niveaux	11		
Hauteur Totale de la structure HN	33,66		
Zone de sismicité	VI	A,3	185
Groupe d'importance G	2		
Facteur De Qualité QF	1,00	3,19	73
Coefficient de comportement R	4,50	3,18	69
Coefficient de période CT	0,05	4,3	80
Poids totale de la structure Wi	5278	à revoir	
Coefficient d'accélération de la zone A	0,30	3,3	51
Coefficient d'importance I	1,00	3,11	61
Périodes caractéristiques associées au site S ; T1 ; T2 ; T3		3,5	53

Vdx	575,00
Vdy	671,00

Période fondamentale de la

Spectre Type 1	S	T1 (S)	T2 (S)	T3 (S)
Site : S3	1,30	0,15	0,60	2,00

structure To	0,70	4,24	80
Spectre de calcul pour la période To	0,19		
Coefficient de correction λ	0,85		
Force sismique par la méthode statique équivalente Vs	834,69	4,2	79

0,8Vs=667,75	vérifiée
---------------------	----------

**Vérification de l'effort tranchant à la base
de la construction :**

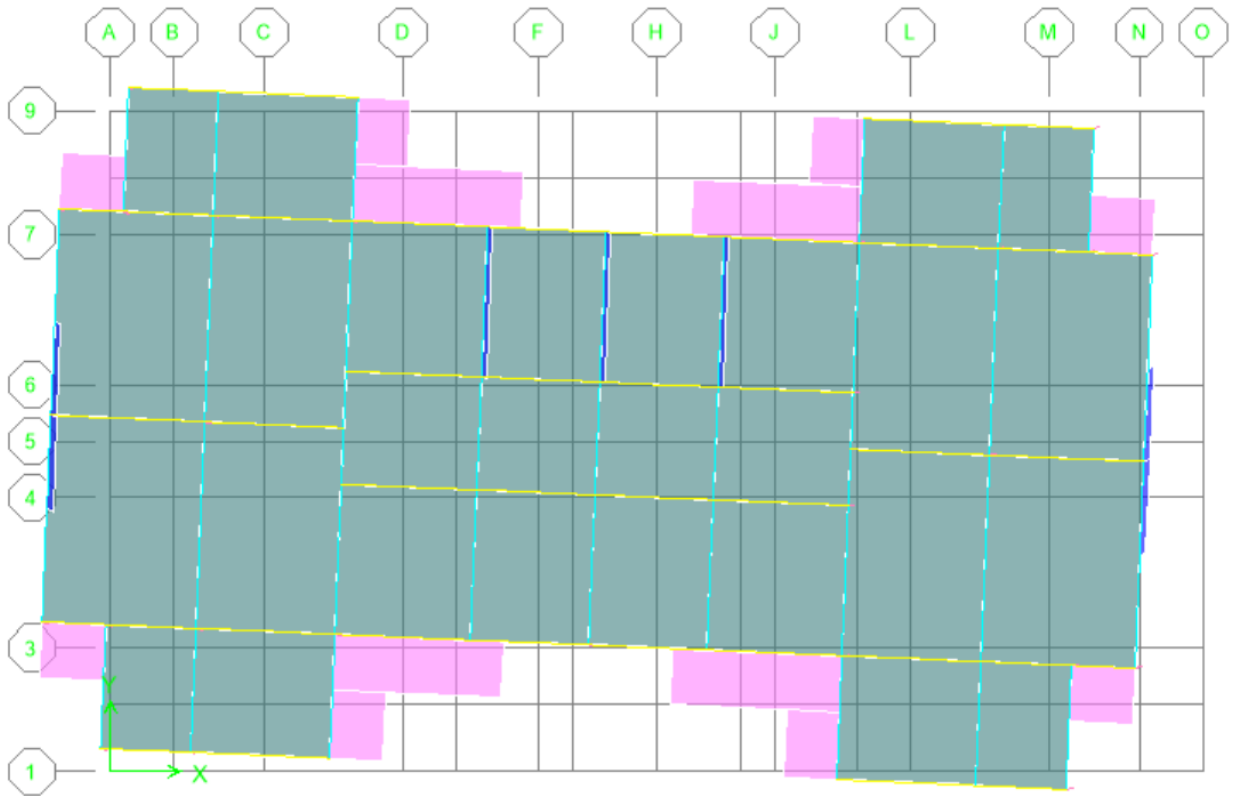
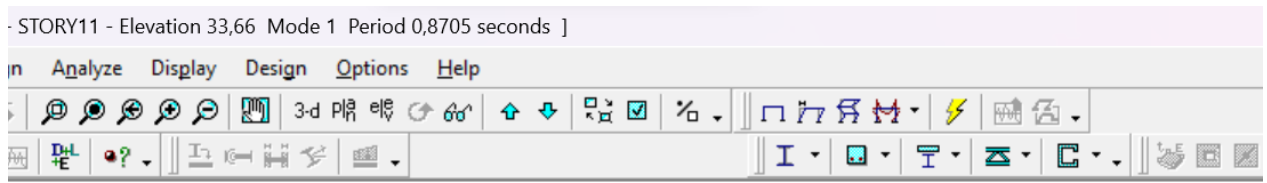
Il faut que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. L'effort tranchant à la base déterminé par la méthode dynamique fichier résultats Etabs $V_{dx}=575$ Ton $V_{dy}=671$ Ton

Sens x-x :	$V_{dx} = \frac{575}{667,75} < 0,8V_{sx} =$	Non Vérifier
Sens y-y :	$V_{dy} = \frac{671}{667,75} > 0,8V_{sy} =$	Vérifier

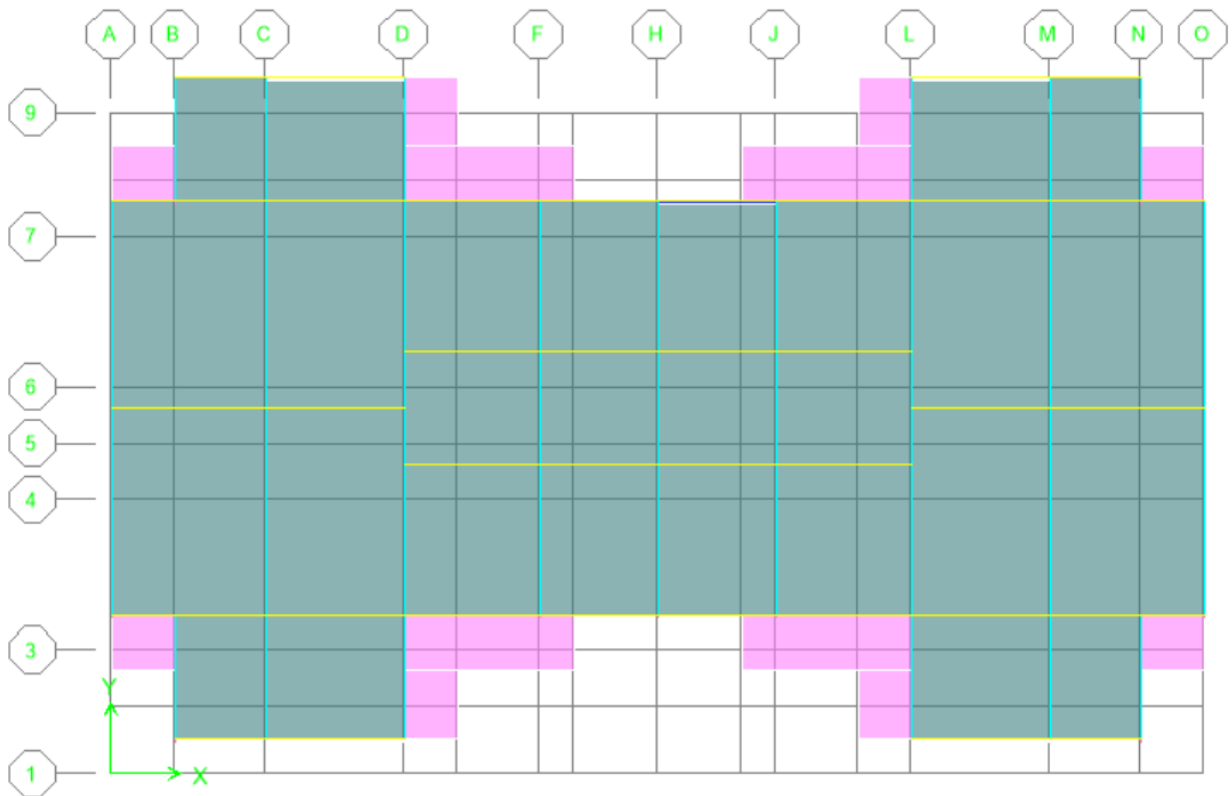
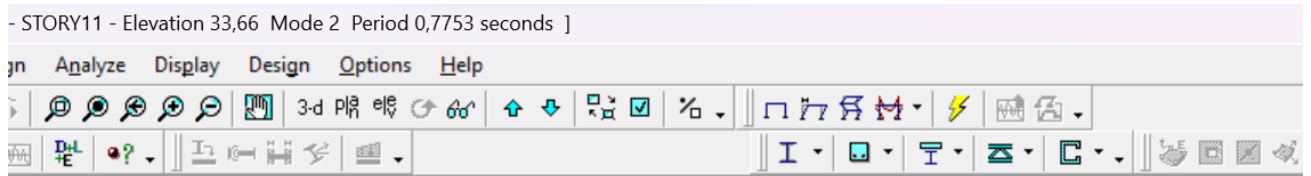
Il faut majoré la valeur de la pesanteur d'une coefficient $F_i = (0,80V_{dy} / V_s)$ afin d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, etc) $F_x =$ et $F_y =$

Dans notre cas On doit majoré $F_i = (0,80V_{dy} / V_s = (573.37/671.05) * 9.81$

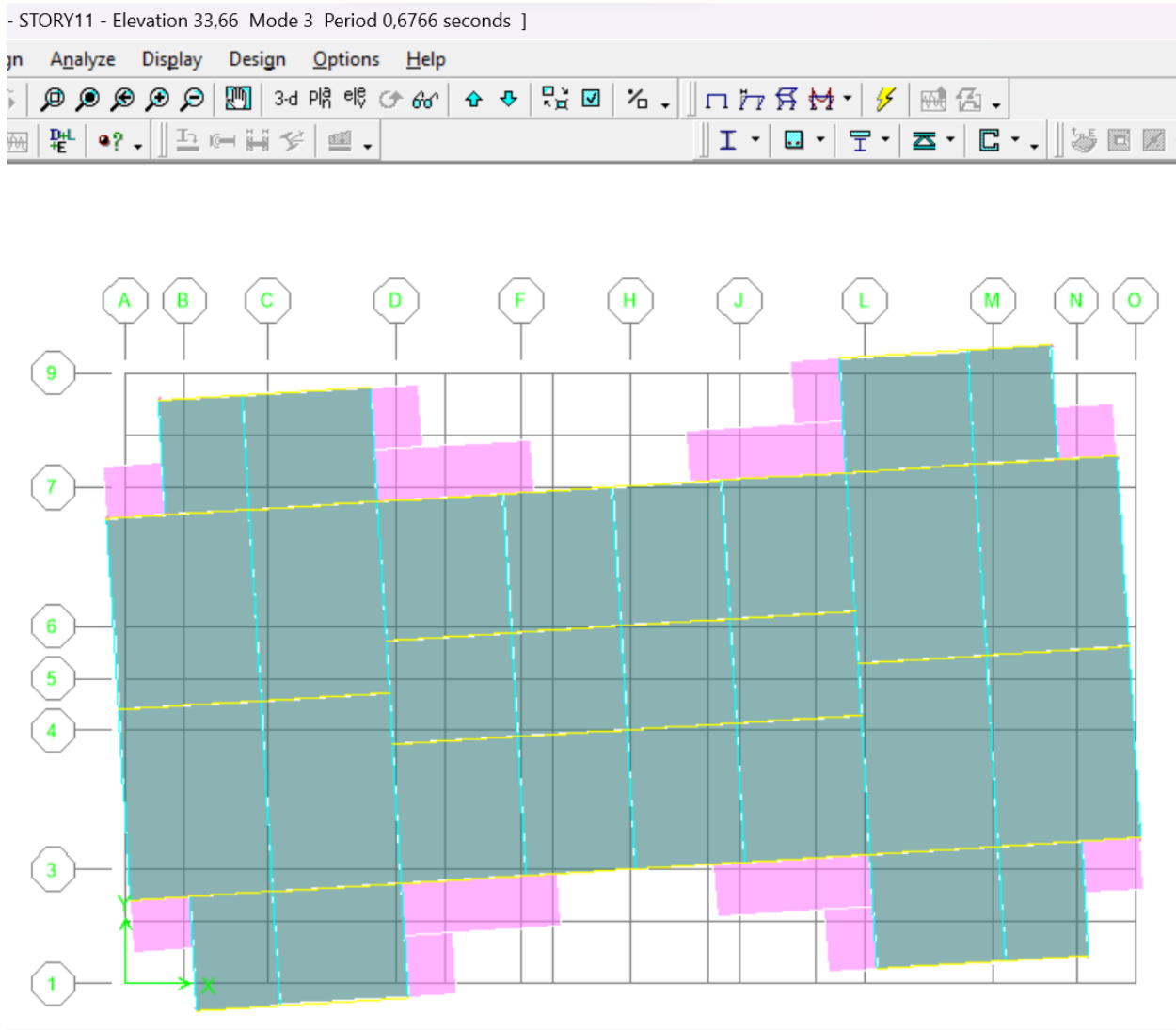
Les modes propres : Mode 1 translation suivant x-x



Mode 2 translation suivant y-y



Mode 2 translation suivant y-y



VIII-7-3 Calcule du ferrailage

1- Armatures Longitudinales 1-

1/ Sur Appuis

$M2 / M1 = 1,2 > 1,15$ Calcule fait en 2eme genre $M2 = 12,35$ T.m

Section Calculée Des Armature tendu $A_s = 7,8$ cm²

On adopté 3T14 F + 3T12 Ch A_s Totale = 8,01 cm²

1-2/ En Travées

$M2 / M1 = 1,06 < 1,15$ Calcule fait en 1er genre $M1 = 9,87$ T.m Section

Calculée Des Armature tendu $A_s = 7,17$ cm²

On adopté 3T14 F + 3T12 Ch A_s Totale = 8,01 cm²

2- Armatures Transversales

2.1- Diamètre Des Armatures Transversales \emptyset_t

$\emptyset_t \leq \text{Min} (\emptyset_L ; h/35 ; b/10)$ $\emptyset_t \leq \text{Min} (12 ; 12,86 ; 30)$ $\emptyset_t \leq 12$ mm

On adopte des Cadres Rond Lisse FeE 235 de Diamètre 8 mm

2.2- Espacement des armatures transversales St

En Zone Critiques $St \leq \text{Min} (h/4 ; 24\emptyset_t ; 6\emptyset_l ; 17,5\text{cm})$ $St \leq \text{Min} (11,25 ; 19,2 ; 17,5$

)

Hors Zone Critiques $St \leq h/2$ $St \leq 22,5$ cm

On adopte en Zon Critique $St = 10$ cm Hors Zone Critique $St = 15$ cm

2.3- Section des armatures transversales A_t

$$A_t \geq (0,003 \cdot b \cdot S_t) = 0,9 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_t \geq (\text{Max}(\tau_u ; 0,4) \cdot b \cdot S_t) / f_e = 1,44 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 Ø 8 = 2,01 cm²

VIII-7-4 Vérification des Sections Min et Max des Armatures Longitudinales

Section des armatures maximal $A_{max} \leq 0,04 \cdot b \cdot h = 54 > 16,02 \text{ cm}^2$ Vérifier

Section des armatures minimal $A_{min} \geq 0,005 \cdot b \cdot h = 6,75 < 16,02 \text{ cm}^2$ Vérifier

Section des armatures maximal $A_{max} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_t^{28} / f_e = 1,54 < 16,02 \text{ cm}^2$

Vérifier

Vérification De La Contrainte De Cisaillement

Contrainte de cisaillement $\tau_u = T_u / b \cdot d = 1,13 \text{ MPa}$

Contrainte de cisaillement admissible $\tau_{u \text{ adm}} = \text{Min}(0,2 \cdot f_c^{28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_{u \text{ adm}} > \tau_u$ Cisaillement Vérifier

Pas De Risque De Cisaillement (Armatures Transversales Droit 90°)

Vérification de la flèche

Porté Max de la poutre $L_{\text{max}} = 4,5 \text{ m}$

1- $h_t / L \geq 1/16$	0,1 > 0,0625	Vérifier
------------------------	--------------	-----------------

2- $h_t / L \geq M_t / 15 M_o$	0,1 > 0,0332	Vérifier
--------------------------------	--------------	-----------------

3- $A / b \cdot d \leq 4,2 / f_e$	0,0063 < 0,0105	Vérifier
-----------------------------------	-----------------	-----------------

Conditions préliminaires vérifier donc il est inutile de passer au calcul de la flèche.

Longueurs Minimale De Recouvrements Des Barres $L_r \geq 60 \varnothing$

Barre d'acier T12 $L_r \geq 72 \text{ cm}$

Barre d'acier T14 $L_r \geq 84 \text{ cm}$

VIII-8 Poutres Secondaire (30 x 35)

VIII-8-1 Caractéristique Géométrique Et Matériaux

Poutre de section rectangulaire Hauteur $H=35$ cm / Largeur $b=30$ cm

Enrobage des Aciers $C=C'=2,5$ cm / Hauteur Utile $d=32,5$ cm Contrainte

du Béton $F_{c28}=25$ MPa / Contrainte de Acier $F_{eE}=400$ MPa

VIII-8-2 Sollicitations les Plus défavorables

1- Sur Appuis

Moment Max $M1=3,48$

1^{er} Genre ELU T.m

Moment Max $M2=7,69$

2^{eme} Genre $G+\psi Q\pm E1 / G+\psi Q\pm E2$ T.m

2- En Travées

Moment Max $M1=2,95$

1^{er} Genre ELU T.m

Moment Max $M2=4,13$

2^{eme} Genre $G+\psi Q\pm E1 / G+\psi Q\pm E2$ T.m

Effort Tranchant Ultime $T_u \max=5,69$ T.m

VIII-8-3 Calcule du ferrailage

1- Armatures Longitudinales

1-1 / Sur Appuis

$M2 / M1 = 2,21 > 1,15$ Calcule fait en 2eme genre $M2 = 7,69$ T.m

Section Calculée Des Armature tendu $A_s = 6,39$ cm²

On adopté 3T12 F + 3T12 Ch A_s Totale = 6,78 cm²

1-2 / En Travées

$M2 / M1 = 1,4 > 1,15$ Calcule fait en 2eme genre $M2 = 4,13$ T.m Section

Calculée Des Armature tendu $A_s = 3,3$ cm²

On adopté 3T12 F A_s Totale = 3,39 cm²

2- Armatures Transversales**2.1- Diamètre Des Armatures Transversales ϕ_t**

$\phi_t \leq \text{Min} (\phi_L ; h/35 ; b/10)$ $\phi_t \leq \text{Min} (12 ; 10 ; 30)$ $\phi_t \leq 10$ mm

On adopte des Cadres Rond Lisse FeE 235 de Diamètre 6 mm

2.2- Espacement des armatures transversales St

En Zone Critiques $St \leq \text{Min} (h/4 ; 24\phi_t ; 6\phi_l ; 17,5\text{cm})$ $St \leq \text{Min} (8,75 ; 14,4 ; 7,2 ; 17,5$

)

Hors Zone Critiques $St \leq h/2$ $St \leq 17,5$ cm

On adopte en Zon Critique $St = 10$ cm Hors Zone Critique $St = 15$ cm

2.3- Section des armatures transversales A_t

$A_t \geq (0,003 \cdot b \cdot St) = 0,9\text{cm}^2$ et $A_t \geq (\text{Max} (\tau_u ; 0,4) \cdot b \cdot St) / f_e = 0,74\text{cm}^2$

On adopte $4 \text{ } \varnothing 6 = 1,12 \text{ cm}^2$

VIII-8-4 Vérification des Sections Min et Max des Armatures Longitudinales

Section des armatures maximal $A_{\max} \leq 0,04.b.h = 42 > 10,17 \text{ cm}^2$ Vérifier

Section des armatures minimal $A_{\min} \geq 0,005.b.h = 5,25 < 10,17 \text{ cm}^2$ Vérifier

Section des armatures maximal $A_{\max} \geq 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 1,18 < 10,17 \text{ cm}^2$

Vérifier

Vérification De La Contrainte De Cisaillement

Contrainte de cisaillement $\tau_u = T_u/b.d = 0,58 \text{ MPa}$

Contrainte de cisaillement admissible $\tau_{u \text{ adm}} = \text{Min}(0,2.f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_{\text{adm}} > \tau_u$ Cisaillement Vérifier

Pas De Risque De Cisaillement (Armatures Transversales Droit 90°)

Vérification de la flèche

Porté Max de la poutre $L_{\max} = 0,041 \text{ m}$

1- $h_t/L \geq 1/16$ $8,5366 > 0,0625$ **Vérifier**

2- $h_t/L \geq M_t / 15M_o$ $8,5366 > 0,0332$ **Vérifier**

3- $A/b.d \leq 4,2 / f_e$ $0,0035 < 0,0105$ **Vérifier**

Conditions préliminaires vérifier donc il est inutile de passe au calcul de la flèche.

Longueurs Minimale De Recouvrements Des Barres $L_r \geq 60 \varnothing L$

Barre d'acier T12 $L_r \geq 72 \text{ cm}$

VIII-9 calcul de ferrailage des poteaux :

Poteaux P1 (35 x 40)

Données Géométriques de la Section			Matériaux	
Hauteur	h (cm)	40	Béton Fc28 (MPa)	25
Largeur	b (cm)	35	Acier FeE (MPa)	400
Enrobage	c=c' (cm)	2,5	Zone Sismique	IV
Hauteur Utile	d (cm)	37,5	Type de Fissurations	FPP
Hauteur libre du poteau H (cm)		261		
Sollicitations les Plus Défavorables				
1 Cas	Mmax (t,m)=	10,57	-----Ncor (t) =	16,54 2eme Genre
2 Cas	Nmax (t)=	90,41	-----Mcor (t,m) =	0,98 1er Genre
3 Cas	Nmin (t)=	11,02	-----Mcor (t,m) =	0,47 2eme Genre
Effort Normal Réduit			Nd (t)=	110.30 2eme Genre
Effort Tranchant Combinaison Sismique			Tbu (t)=	4,65 2eme Genre
Effort Tranchant Combinaison Normal			Tu (t)=	3,46 1er Genre
Calcul de ferrailage				
1- Armatures Longitudinales				
Sections Calculées (cm ²)		Section Adopté (cm ²)		
Section As1	2,82	3T16 Par Face As = 6,03	6T16 + 2T14	
Section As2	SSA		En Toute Section As	
Section As3	SSA		= 15,14	
2- Armatures Transversales BAEL				
1- Diamètre Des Armatures Transversales $\phi t \leq \text{Min} (\phi L ; h/35 ; b/10)$			$\phi t (\text{mm}) \leq 12,00$	
On adopte des cadres		HA FeE 400	de diamètre	8
2- Espacement des Armatures Transversales St (cm) RPA				
Zone nodale $t \leq \text{Min} (10\phi l ; 15\text{cm})$ $t (\text{cm}) \leq 11,25$ On prend			10	
Zone Courante $t' \leq 15\phi l$ $t' (\text{cm}) \leq 22,5$ On prend			15	
3- Section des Armatures Transversales At (cm ²) RPA				
$\lambda g = Lf / b =$		6,09	$\lambda g \geq 5$ ----- pa=	2,50
$At = \rho \cdot Vu \cdot t / h1 \cdot fe =$		0,32	On prend	4 HA 8 2,01 Cm ²

4- Section Minimale des Armatures Transversales At / t.b (%) RPA					
$\lambda_g > 5$ il faut que $At / t.b (%) \geq 0,30$					
		$At / t.b (%) = 0,67$	$>$	0,30	Vérifier
Vérification des Sections Min et Max des Armatures Longitudinales					
RPA	Amax (cm ²)	$\leq 0,04.b.h$	54,00	$>$	15,14 Vérifier
RPA	Amin (cm ²)	$\geq 0,01.b.h$	14,00	$<$	15,14 Vérifier
BAEL	Amin (cm ²)	$\geq 0,23.b.d.f_{t28}/f_e$	1,54	$<$	15,14 Vérifier
Vérification De La Contrainte De Cisaillement BAEL					
τ_u (Mpa) = $T_u / b.d$ $\tau_u = 0,18$					
τ_u adm = $\text{Min}(0,2.f_c28/\gamma_b ; 5\text{MPa})$ τ_u adm = 3,33					
τ_u adm $>$ τ_u Cisaillement Vérifier					
Pas De Risque De Cisaillement (Armatures Transversales Droit 90°)					
Vérification De La Contrainte De Cisaillement RPA				$\lambda_g \geq 5$ ---- $\rho_d = 0,075$	
τ_{bu} (Mpa) = $T_{bu} / b.d =$			0,29	τ_u adm $>$ τ_u Vérifier	
τ_u adm = $\rho_d.f_c28 =$			1,88		
Vérification de l'effort Normal Réduit Nd : RPA					
$v = Nd / (b*h*f_c28) =$		0,315	$<$	0,35	Vérifier
Longueurs Minimale De Recouvrements Des Barres RPA		$L_r \geq 60 \text{ } \varnothing L$			

Barres T 16 L_r (cm) ≥ 96 cm Barres T 14 L_r (cm) ≥ 84 cm

Tableau-VIII-1 :de ferrailage de poteaux 1 (35 x 40)cm²

Poteaux P2 (40 x 45)

Données Géométriques de la Section			Matériaux		
Hauteur	h (cm)	45	Béton Fc28 (MPa)	25	
Largeur	b (cm)	40	Acier FeE (MPa)	400	
Enrobage	c=c' (cm)	2,5	Zone Sismique	IV	
Hauteur Utile	d (cm)	42,5	Type de Fissurations	FPP	
Hauteur libre du poteau H (cm)		261			
Sollicitations les Plus Défavorables					
1 Cas	Mmax (t,m)=	15,68	----- Ncor (t) =	21,05	2eme Genre
2 Cas	Nmax (t)=	185,16	----- Mcor (t,m) =	3,98	1er Genre
3 Cas	Nmin (t)=	11,02	----- Mcor (t,m) =	0,47	2eme Genre
Effort Normal Réduit			Nd (t)=	145,30	2eme Genre
Effort Tranchant Combinaison Sismique			Tbu (t)=	6,45	2eme Genre
Effort Tranchant Combinaison Normal			Tu (t)=	5,36	1er Genre
Calcul de ferrillage					
1- Armatures Longitudinales					
Sections Calculées (cm ²)			Section Adopté (cm ²)		
Section As1	7,56		4T16	8T16 + 2T14	
Section As2	SSA		Par Face As	En Toute Section As	
Section As3	SSA		= 8,04	= 19,16	
2- Armatures Transversales BAEL					
1- Diamètre Des Armatures Transversales $\varnothing t \leq \text{Min} (\varnothing L ; h/35 ; b/10)$				$\varnothing t (\text{mm}) \leq 12,00$	
On adopte des cadres		HA FeE 400	de diamètre		8
2- Espacement des Armatures Transversales St (cm) RPA					
Zone nodale $t \leq \text{Min} (10\varnothing l ; 15\text{cm})$ t (cm) $\leq 11,25$ On prend				10	
Zone Courante $t' \leq 15\varnothing l$ t' (cm) $\leq 22,5$ On prend				15	
3- Section des Armatures Transversales At (cm ²) RPA					
$\lambda g = Lf / b =$		4,57	$\lambda g < 5$	----- pa=	3,75
At= $\rho.Vu.t / h1.fe =$		1,12	On prend	4 HA 8	2,01 Cm ²

4- Section Minimale des Armatures Transversales $A_t / t.b$ (%) RPA						
$3 < \lambda_g < 5$ il faut que $A_t / t.b$ (%) $\geq 0,408125$				Par Interpolation		
$A_t / t.b$ (%) = 0,50		>	0,41	Vérifier		
Vérification des Sections Min et Max des Armatures Longitudinales						
RPA	A_{max} (cm ²)	$\leq 0,04.b.h$	72,00	>	19,16	Vérifier
RPA	A_{min} (cm ²)	$\geq 0,01.b.h$	18,00	<	19,16	Vérifier
BAEL	A_{min} (cm ²)	$\geq 0,23.b.d.f_{t28}/f_c$	2,05	<	19,16	Vérifier
Vérification De La Contrainte De Cisaillement BAEL						
τ_u (Mpa) = $T_u / b.d$ $\tau_u = 0,32$						
τ_u adm = $\text{Min}(0,2.f_c28/\gamma_b ; 5\text{MPa})$ τ_u adm = 3,33						
τ_u adm > τ_u Cisaillement Vérifier						
Pas De Risque De Cisaillement (Armatures Transversales Droit 90°)						
Vérification De La Contrainte De Cisaillement RPA				$\lambda_g < 5$ - - - $\rho_d = 0,4$		
τ_{bu} (Mpa) = $T_{bu} / b.d =$			0,38	τ_u adm > τ_uVérifier		
τ_u adm = $\rho_d.f_c28 =$			10,00			
Vérification de l'effort Normal Réduit N_d : RPA						
$v = N_d / (b \cdot h \cdot f_c28) =$		0,323	<	0,35	Vérifier	
Longueurs Minimale De Recouvrements Des Barres				RPA $L_r \geq 60 \text{ } \varnothing L$		

Barres T 16 L_r (cm) ≥ 96 cm Barres T 14 L_r (cm) ≥ 84 cm

Tableau-VIII-2 de ferrailage de poteaux 2 (40 x 45)cm²

Poteaux P3 (45 x 50)

Données Géométriques de la Section			Matériaux	
Hauteur	h (cm)	50	Béton Fc28 (MPa)	25
Largeur	b (cm)	45	Acier FeE (MPa)	400
Enrobage	c=c' (cm)	2,5	Zone Sismique	IV
Hauteur Utile	d (cm)	47,5	Type de Fissurations	FPP
Hauteur libre du poteau H (cm)		261		
Sollicitations les Plus Défavorables				
1 Cas	Mmax (t,m)=	16,40	-----Ncor (t) =	56,98 2eme Genre
2 Cas	Nmax (t)=	185,36	-----Mcor (t,m) =	3,69 1er Genre
3 Cas	Nmin (t)=	15,00	-----Mcor (t,m) =	2,65 2eme Genre
Effort Normal Réduit			Nd (t)=	179,30 2eme Genre
Effort Tranchant Combinaison Sismique			Tbu (t)=	8,98 2eme Genre
Effort Tranchant Combinaison Normal			Tu (t)=	7,89 1er Genre
Calcul de ferrailage				
1- Armatures Longitudinales				
Sections Calculées (cm ²)		Section Adopté (cm ²)		
Section As1	2,91	4T16 Par Face As = 8,04	12T16	
Section As2	SSA		En Toute Section As	
Section As3	SSA		= 24,16	
2- Armatures Transversales BAEL				
1- Diamètre Des Armatures Transversales $\emptyset t \leq \text{Min} (\emptyset L ; h/35 ; b/10)$			$\emptyset t (\text{mm}) \leq 12,00$	
On adopte des cadres		HA FeE 400	de diamètre	8
2- Espacement des Armatures Transversales St (cm) RPA				
Zone nodale $t \leq \text{Min} (10\emptyset l ; 15\text{cm})$			$t (\text{cm}) \leq 12,5$	On prend 10
Zone Courante $t' \leq 15\emptyset l$			$t' (\text{cm}) \leq 25$	On prend 15
3- Section des Armatures Transversales At (cm ²) RPA				
$\lambda g = Lf / b =$		4,06	$\lambda g < 5$	----- pa= 3,75

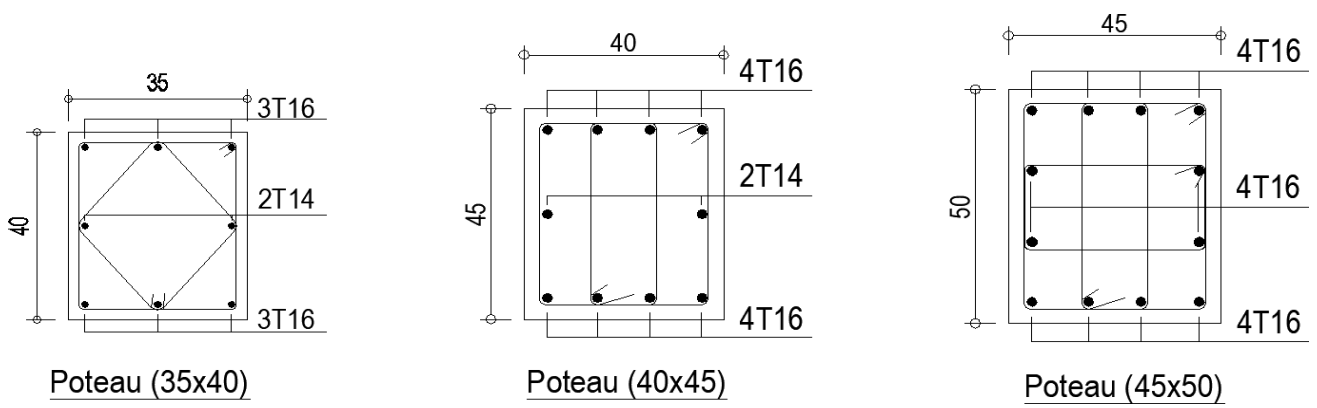
$A_t = \rho_v \cdot V_u \cdot t / h \cdot l \cdot f_e =$		1,48	On prend	6 HA 8	3,01	Cm ²
4- Section Minimale des Armatures Transversales $A_t / t \cdot b$ (%) RPA						
$3 < \lambda g < 5$ il faut que $A_t / t \cdot b$ (%) $\geq 0,535$				Par Interpolation		
$A_t / t \cdot b$ (%) = 0,67				>	0,54	Vérifier
Vérification des Sections Min et Max des Armatures Longitudinales						
RPA	Amax (cm ²)	$\leq 0,04 \cdot b \cdot h$	90,00	>	24,16	Vérifier
RPA	Amin (cm ²)	$\geq 0,01 \cdot b \cdot h$	22,50	<	24,16	Vérifier
BAEL	Amin (cm ²)	$\geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	2,58	<	24,16	Vérifier
Vérification De La Contrainte De Cisaillement BAEL						
τ_u (Mpa) = $T_u / b \cdot d$ $\tau_u = 0,37$						
τ_u adm = $\text{Min}(0,2 \cdot f_c 28 / \gamma_b ; 5 \text{MPa})$ τ_u adm = 3,33						
τ_u adm > τ_u Cisaillement Vérifier						
Pas De Risque De Cisaillement (Armatures Transversales Droit 90°)						
Vérification De La Contrainte De Cisaillement RPA					$\lambda g < 5$ ---	$\rho_d = 0,4$
τ_{bu} (Mpa) = $T_{bu} / b \cdot d =$					0,42	
						τ_u adm > τ_u Vérifier
τ_u adm = $\rho_d \cdot f_c 28 =$					10,00	
Vérification de l'effort Normal Réduit Nd : RPA						
$v = N_d / (b \cdot h \cdot f_c 28) =$					0,319	< 0,35
						Vérifier

Longueurs Minimale De Recouvrements Des Barres RPA $L_r \geq 50 \varnothing L$

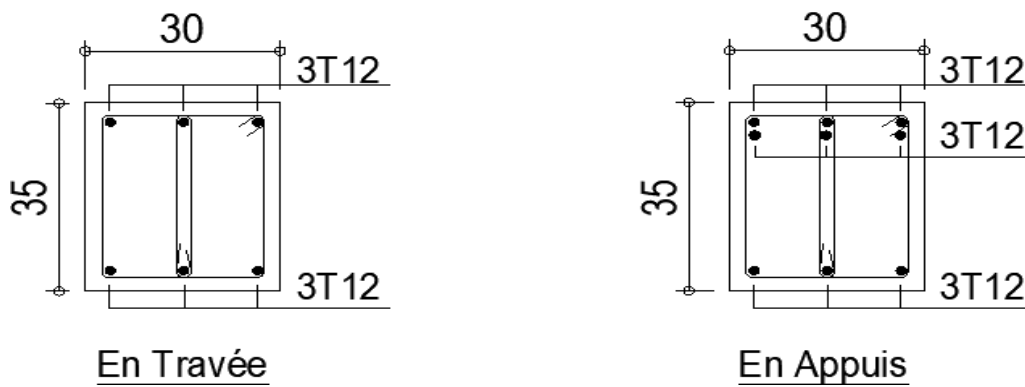
Barres T 16 L_r (cm) ≥ 60 cm

Tableau-VIII- 3 du ferrailage de poteaux 3 (55 x 45)cm²

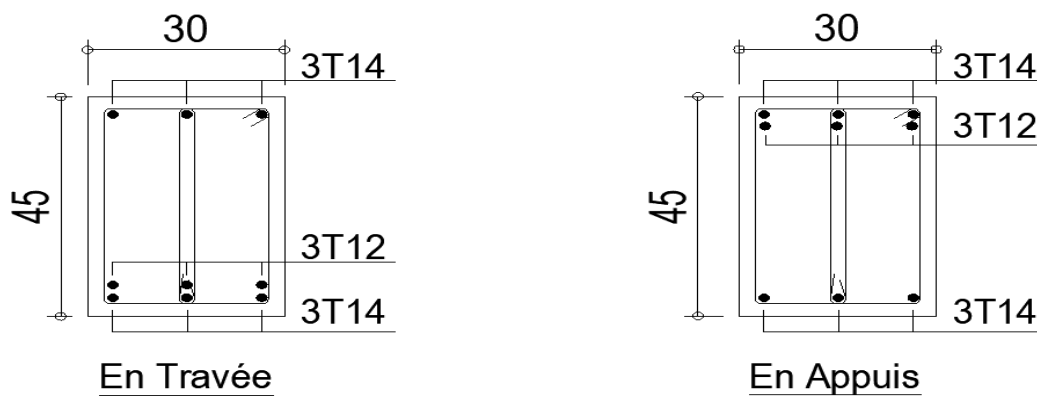
Figure VIII-2 : disposition du ferrailage



Poutres Secondaires (30x35)



Poutres Principales (30x45)

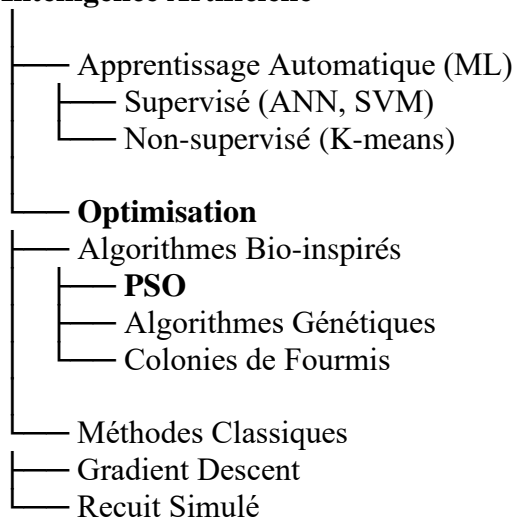


Chapitre IX :
L'optimisation

IX-1 :Introduction :

La résolution de problèmes d'optimisation est devenue un sujet central en recherche opérationnelle, le nombre de problèmes d'aide à la décision pouvant être formalisés sous la forme d'un problème d'optimisation étant en forte croissance. Les problèmes d'apprentissage de réseaux de neurones, de planification des tâches ou encore d'identification sont, par exemple, des problèmes communs d'optimisation. En outre, l'être humain cherche à améliorer sa vie quotidienne, il aime la perfection et sans qu'il s'en rende compte, il essaye de minimiser ses charges, son loyer ou la consommation de sa voiture. Il tente toujours d'optimiser : que ce soit minimiser ses dépenses ou maximiser ses recettes.

Actuellement, l'optimisation est devenue un domaine indispensable pour résoudre plusieurs problèmes que se soit dans l'industrie ou d'autres secteurs. En effet, nous avons assisté ces dernières années à une croissance très rapide des travaux utilisant les méthodes d'optimisation. Cette tendance peut être observée dans tous les domaines de la science. Nous aborderons dans ce chapitre les définitions générales des méthodes d'optimisation qui se divisent sous deux volets déterministes et non déterministes.

Intelligence Artificielle**IX-2 :Problème d'optimisation**

La formulation des problèmes d'optimisation reste très ambiguë à cause de la diversité des vocabulaires et des confusions éventuelles que cela pourrait engendrer. Nous avons convenu d'adopter le vocabulaire qui suit [Hac13] :

- Un problème d'optimisation mono-objectif est défini par un ensemble de variables, une fonction objective et un ensemble de contraintes.
- Un problème d'optimisation multi-objectif est défini par un ensemble de variables, un ensemble de fonctions objectif et un ensemble de contraintes.
- L'espace de recherche, appelé aussi domaine de recherche, est l'ensemble des domaines de définition des différentes variables du problème.
- Les variables du problème dites aussi variables de conception ou de décision peuvent être de nature diverse (réelles, entières, booléennes. etc.) et exprimer des données qualitatives ou quantitatives.

- La fonction objectif ou encore (fonction de coût) définit le but à atteindre, minimiser ou maximiser celle-ci.
- Une fonction multimodale présente plusieurs minimas (locaux et globaux). Tandis qu'une fonction uni-modale n'a qu'un minimum, le minimum global.
- L'ensemble des contraintes est en général un ensemble d'égalités ou d'inégalités que les variables de l'espace d'état doivent satisfaire. Ces contraintes limitent l'espace de recherche.

Les méthodes d'optimisation recherchent un point ou un ensemble de points dans l'espace de recherche qui satisfont l'ensemble des contraintes, et qui maximisent ou minimisent la fonction objectif.

IX-3- :Méthodes d'optimisation :

Sur les grilles de calcul, la réplication peut être statique ou dynamique [BOU17b]. Dans la réplication statique, les répliques sont créées, gérées ou supprimées manuellement. Par conséquent, la réplication statique a le problème de ne pas pouvoir s'adapter aux changements de comportement des utilisateurs. Dans un scénario réel où les données sont mesurées en pétaoctets et où il existe des centaines de communautés d'utilisateurs dans le monde, la réplication statique peut ne pas être réalisable. D'autre part, elle est utilisée dans les systèmes orientés pour partager des données.

IX-3- 1 Les méthodes de recherche locale :

La recherche locale est une méthode utilisée pour résoudre des problèmes d'optimisation difficiles. La recherche locale peut être utilisée dans les problèmes de recherche d'une solution qui maximise un critère parmi un ensemble de solutions candidates. Les algorithmes de recherche locale se déplacent d'une solution à l'autre dans l'espace des solutions candidates (l'espace de recherche) jusqu'à une solution considérée lorsque le temps optimal est trouvé ou que le temps imparti est dépassé. D'autre part, optimiser localement signifie rechercher une solution à un problème proche d'une solution de départ (optimisation locale), mais meilleure en termes de coût (fonction objectif). Pour ce faire, une meilleure solution est recherchée par itérations successives, cette classe de méthodes peut être déterministe ou non déterministe

- Les limites de l'optimisation local :

Dans la catégorie de problèmes que nous avons présentés ci-dessus, les méthodes cherchent le minimum d'une fonction en se basant sur la connaissance d'une direction de recherche. Bien sur, ces méthodes seront toujours applicables et même recommandées lorsque la solution cherchée est réputée proche de la solution connue ou si la fonction objectif est convexe, en particulier, si le calcul n'est pas coûteux. Toutefois, elles ne sont pas indiquées pour les problèmes multimodale où le risque de rester bloqué dans un optimum local est fort probable. Cela suffit pour illustrer l'enjeu des problèmes d'autres types : L'optimisation globale. Quand un utilisateur se rend compte qu'il trouve des minimums locaux différents en exécutant son code d'optimisation, il est tout à fait légitime qu'il songe à un code qui serait capable d'en tenir compte et de donner le meilleur de tous [Hact3].

IX-3- 2Méthode de recherche globale :

Ces dernières années, l'optimisation globale a fait l'objet de plusieurs études en raison de nouveaux acquis théoriques, de fortes demandes dans divers domaines dont les applications industrielles, et du développement des ressources de calcul. C'est ainsi que plusieurs articles ont été publiés sur le sujet, reflétant une richesse d'approches et de motivations. Citons [1s008],[YHL08], [LTe8] ... etc. Contrairement à ce que l'on pourrait être tenté de croire, l'optimisation numérique globale n'a pas les facilités pour hériter (du moins pas systématiquement) des techniques d'optimisation numérique locale. En fait, comme on peut le voir, ce dernier est utilisé pour l'essentiel de la direction de descente (conditionnée au calcul du gradient ou à son approximation), ce qui permet de converger naturellement vers un point minimal local. Or, pour être précis, l'optimisation globale évite de rester sur ces points. Au lieu de cela, il devra s'en échapper. C'est pourquoi de nombreuses méthodes ont été utilisées pour tenter de résoudre ce problème. Il s'agit de trouver l'état minimum et de ne s'arrêter que lorsqu'il est le meilleur (optimum global). Pour illustrer cette variété, nous citons ci-dessous les méthodes les plus utilisées parmi elles et les différents principes sur lesquels elles reposent. Bien qu'il existe de nombreuses méthodes proposées, nous pouvons trouver leurs caractéristiques en fonction de leurs méthodes. Par conséquent, nous donnons les classifications suivantes : Selon qu'il s'agisse ou non de processus probabilistes, il existe deux approches : déterministe et non déterministe.

IX-4- Optimisation par Essaim Particulaire PSO :

Principe général L'optimisation par essaim particulaire (OEP), ou Particle Swarm Optimization (PSO) en anglais, est un algorithme évolutionnaire qui utilise un ensemble de solutions candidates pour développer une solution optimale à un problème. Cet algorithme est proposé par Russel Eberhart (ingénieur en électricité) et James Kennedy (socio-psychologue) en 1995 [KEgsb]. Il s'est d'abord inspiré du monde vivant, et plus précisément des comportements sociaux qui évoluaient dans les groupes d'animaux, comme les bancs de poissons et d'oiseaux. En effet, on observe chez ces animaux des dynamiques motrices relativement complexes, alors que chaque individu a une "intelligence" limitée et une connaissance partielle de sa situation dans le groupe. Les informations locales et la mémoire de chacun sont utilisées pour décider où se déplacer. Des règles simples comme "rester proche des autres", "se déplacer dans le même sens" ou "se déplacer à la même vitesse" est suffisant pour maintenir la cohésion du groupe et permettre l'exécution de comportements collectifs complexes et adaptatifs.

Un essaim de particules correspond à un groupe d'agents simples appelés particules. Chaque particule est considérée comme une solution au problème, elle a une position (vecteur solution) et une vitesse. De plus, chaque particule possède une mémoire qui mémorise ses meilleures performances (position et valeur) et les meilleures performances obtenues par les particules "voisines" (informationnelles) : Chaque particule a un ensemble d'informateurs, historiquement connu comme son voisinage. Un essaim de particules, qui sont des solutions potentielles à un problème d'optimisation, « survole » l'espace de recherche, à la recherche d'un optimum global. Le mouvement des particules est affecté par les trois composants suivants :

1. Une composante inertielle : les particules ont tendance à suivre leur direction de mouvement actuelle

2. Une Composante Cognitive : La particule a tendance à se déplacer vers la meilleure position par laquelle elle est passée

3. Une Composante sociale : les particules ont tendance à s'appuyer sur l'expérience de leur propre espèce et, par conséquent, à se déplacer vers les meilleurs endroits que leurs voisins ont déjà atteints.

La stratégie de mouvement des particules est illustrée à la figure suivant :

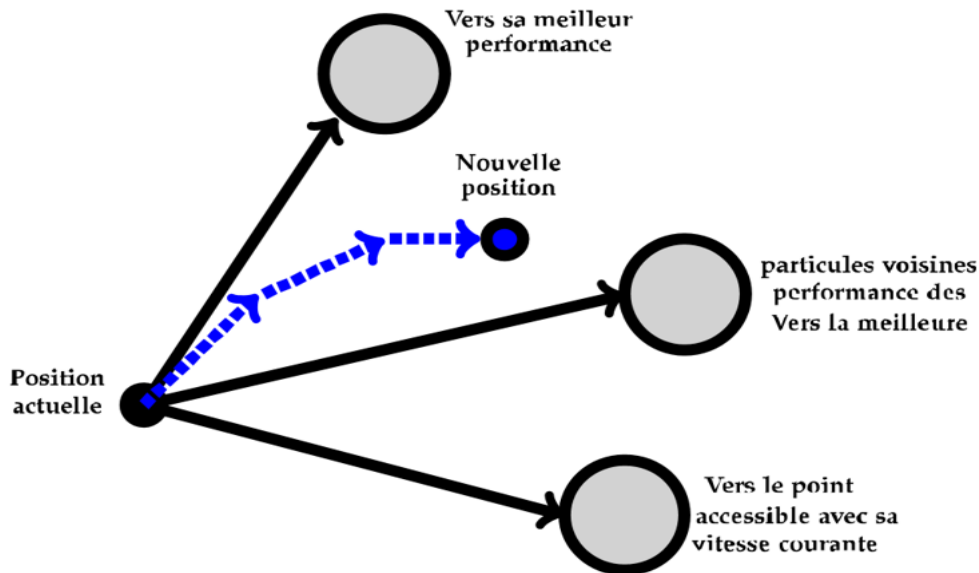


Figure VIII-1- Déplacement d'une particule

Formalisation :

Dans un espace de recherche de dimension D , chaque particule i est représentée par les caractéristiques suivantes :

- Vecteur de position : $x = (x_1, \dots, x_D)$
- Vecteur de vitesse (ou vitesse) : $v = (v_1, \dots, v_D)$
- Vecteur de meilleure position visitée par i :

$P_{best} = (p_{best1}, p_{best2}, \dots, p_{bestD})$ dans le temps $t + 1$ est calculée par l'équation suivante :

$$\overrightarrow{Pbest}_i(t+1) = \begin{cases} \overrightarrow{Pbest}_i(t), & \text{si } f(\overrightarrow{x}_i(t+1)) \geq \overrightarrow{Pbest}_i(t) \\ \overrightarrow{x}_i(t+1), & \text{sinon.} \end{cases} \quad (2.1)$$

— La meilleure position du voisinage (toute la population) de la particule i , $\overrightarrow{Gbest}_i = (gbest_{i1}, gbest_{i2}, \dots, gbest_{iD})$ obtenue par :

$$\overrightarrow{Gbest}_i(t+1) = \begin{cases} \overrightarrow{Pbest}_i(t) = \arg \text{Min}_{\overrightarrow{Pbest}_i} f(\overrightarrow{Pbest}_i(t+1)) \\ 1 \leq i \leq P \end{cases} \quad (2.2)$$

Le vecteur de vitesse et le vecteur de position sont mis à jour à partir des équations (2.3) et (2.4) respectivement :

$$v_{i,j}^{t+1} = wv_{i,j}^t + C_1 R1_{i,j}^t [Pbest_{i,j}^t - x_{i,j}^t] + C_2 R2_{i,j}^t [gbest_{i,j}^t - x_{i,j}^t], \quad j \in \{1, 2, \dots, D\} \quad (2.3)$$

$$x_{i,j}^{t+1} = x_{i,j}^t + v_{i,j}^{t+1} \quad j \in \{1, 2, \dots, D\} \quad (2.4)$$

où

- $v_{i,j}^t$ représente la vitesse de la particule i dans la dimension j à l'instant t .
- $R1$ et $R2$ sont des nombres aléatoires compris dans l'intervalle $[0, 1]$
- w est une constante, appelée coefficient d'inertie.
- C_1 et C_2 sont des constantes, appelées coefficients d'accélération.

Le déplacement de la particule est influencé par les trois composantes citées ci-dessous :

1. La composante d'inertie $wv_{i,j}^t$ introduite par Shi et Eberhart [SO98], commande l'impact de la vitesse précédente (tendance à suivre la même direction) sur le déplacement futur, une grande valeur de w favorise l'exploration, tandis qu'une petite valeur favorise l'exploitation.
2. La composante cognitive $C_1 R1_{i,j}^t [Pbest_{i,j}^t - x_{i,j}^t]$ qui correspond à l'attraction linéaire vers la meilleure position déjà trouvée par la particule i .
3. La composante sociale $C_2 R2_{i,j}^t [gbest_{i,j}^t - x_{i,j}^t]$ qui correspond à l'attraction linéaire vers la meilleure position trouvée par le voisinage de la particule.

Algorithme 1 : PSO

début

initialiser aléatoirement P particules : positions et vitesses;

tant que (*critère d'arrêt n'est pas satisfait*) **faire** **pour** $i \leftarrow 1$ à P **faire** Evaluer la fitness $f(\vec{x}_i)$; Mettre à jour \vec{Pbest}_i et \vec{Gbest}_i selon (Eq.2.1) et (Eq.2.2);

Déplacer les particules selon (Eq.2.3) et (Eq.2.4);

 Limiter les vitesses dans l'intervalle $[-v_{max}, +v_{max}]$; **fin****fin****fin****Paramétrés de l'algorithme :**

Nombre de particules P : Le nombre de particules affectées à la solution d'un problème d'optimisation dépend principalement de la taille de l'espace de recherche. Il n'y a pas de règles pour déterminer ce paramètre, faire beaucoup de tests vous donnera la valeur correcte. En général, l'augmentation du nombre de particules augmente la diversité et réduit ainsi la probabilité de se coincer dans les minima locaux [Omroq]. Selon Shi et Eberhart [SOg8], la valeur de P ne doit pas être trop petite.

Étape d'initialisation Les positions des particules X sont initialisées aléatoirement, mais couvrent tout l'espace de recherche. Notez que si la position de la particule n'est pas initialisée dans tout l'espace de recherche, si la position de la particule est en dehors de la région initiale, l'algorithme PSO a du mal à trouver la valeur optimale.

Facteur d'inertie (w) Le facteur d'inertie (w) introduit par Shi et Eberhart [SO98] contrôle l'effet de l'orientation actuelle de la particule sur le déplacement futur. Ce paramètre est introduit pour réaliser un compromis entre la recherche locale (exploit) et la recherche globale (explore). Des valeurs plus grandes du facteur d'inertie entraînent une grande exploration de l'espace de recherche, tandis que des valeurs plus petites concentrent localement la recherche sur un petit espace [Dor12].

Une étude menée dans [ESoo] a montré que la convergence pour $w \in [0.8, 1.2]$ est meilleure. Au-delà de la valeur 1.2, l'algorithme tend à converger avec quelques difficultés. Les auteurs proposent également un facteur d'inertie dynamique décroissant avec le temps, qui commence à 0.9 et décroît linéairement jusqu'à 0.4 selon la formule suivante :

$$w(t) = \frac{iter_{max} - t}{iter_{max}}(w_{max} - w_{min}) + w_{min} \quad (2.5)$$

Où :

- t est l'itération courante,
- $iter_{mx}$ est le nombre maximal d'itérations,
- W_{mex} et W_{win} désignent respectivement les valeurs maximales et minimales facteur w .

Notez que la stratégie d'utilisation de w dynamique améliore considérablement les performances de **PSO** pour plusieurs problèmes d'optimisation [Doria].

Confinement des particules : lors du déplacement de particules, celles-ci peuvent quitter l'espace de recherche. Pour éviter cette "explosion", une méthode appelée contrainte (Velocity Clamping) [RDREo5] est utilisée pour contraindre les vitesses dans l'intervalle $[-v_{max}, +v_{max}]$ et permettre de ramener les particules sorties de l'espace de recherche à l'intérieur de celles-ci, permettant un compromis efficace entre exploitation et exploration. La valeur de V_{mex} dépend généralement de la taille du problème.

Coefficient $C1$, Cz : la combinaison des paramètres w , $C1$ et $C2$ vous permet d'ajuster l'équilibre entre les recherches locales et globales. Dans [CKo2], les auteurs

ont choisi les valeurs expérimentales suivantes : $W=0.7298$, $C1 = C2 = 1.496$. Cependant, d'autres valeurs ont été utilisées dans la littérature.

Critères d'arrêt Plusieurs critères d'arrêt peuvent être considérés pour terminer l'algorithme PSO :

- **Nombre maximal d'itérations** : Si le nombre maximal d'itérations est petit, l'algorithme PSO générera une solution non optimale.
- **Convergence vers la solution recherchée** : On utilise souvent un seuil c , si la valeur de c est trop grande, l'algorithme se terminera par une mauvaise solution, si elle est trop petite, la recherche se terminera lentement.
- **Aucune amélioration ou Nombre d'itérations** : Il existe plusieurs façons de mesurer l'amélioration de la recherche, comme un changement de vitesse proche de zéro ou un changement trop faible de la position des particules.

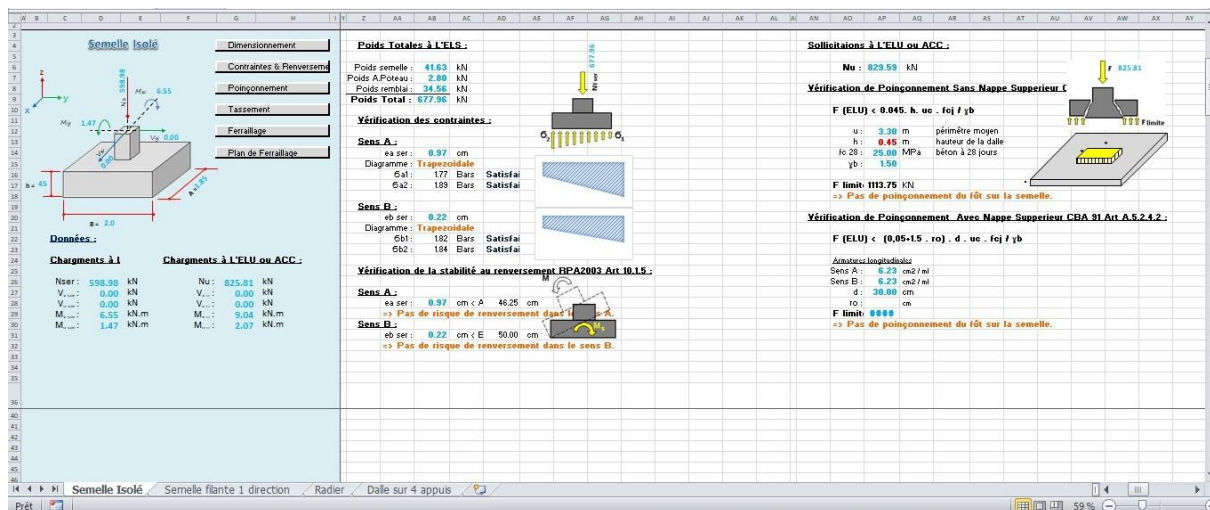
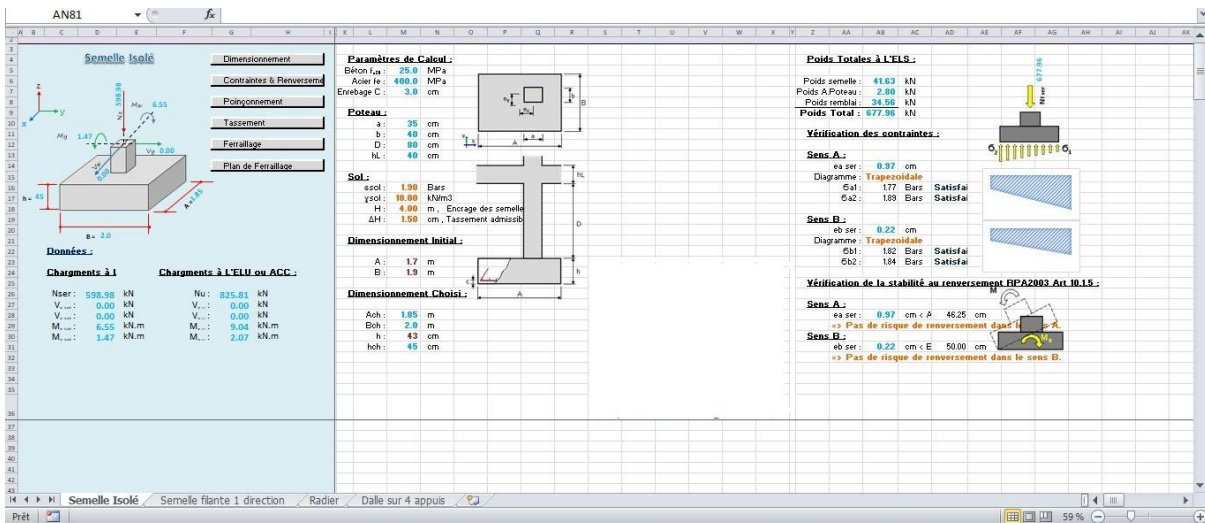
Avantages et inconvénients de PSO : Les algorithmes PSO sont similaires aux algorithmes évolutionnaires en ce que les deux méthodes sont basées sur la population et pour chaque itération, les individus se déplacent dans l'espace de recherche pour améliorer leur fonction objective. Dans les algorithmes génétiques, le mécanisme de sélection prend en charge la survie du plus apte, et le chromosome avec une meilleure fonction objective existe toujours dans la génération suivante, ce qui est le concept central de tous les algorithmes évolutionnaires [ESg9]. Cependant, dans PSO, il n'y a plus de mécanisme de sélection, et une particule actuellement médiocre peut devenir la meilleure dans le futur. Les particules recherchent des optima globaux dans la coopération, pas dans la compétition. L'algorithme PSO est influencé par le comportement social plutôt que par la survie du plus apte [Omro4]. Une autre différence importante est que dans PSO, chacun profite de son histoire, un mécanisme qui n'existe pas dans les algorithmes évolutionnaires.

De par sa rapidité et sa robustesse, l'algorithme PSO a été appliqué à un large éventail de problèmes d'optimisation (traitement d'images, industrie, etc.). Son avantage est qu'il est simple à mettre en œuvre et nécessite peu de paramètres à régler.

Son adaptation aux traitements parallèles et simultanés a été notée [Ster4]. Cependant, PSO présente également certains inconvénients : le problème de la convergence

prématurée conduit à des optimas locaux; le problème de la sélection des paramètres sur les performances de l'algorithme [Omre4]. Dans la littérature, des travaux ont été proposés pour résoudre ces problèmes et améliorer les performances des PSO. Une grande partie de ces travaux est basée sur l'hybridation avec d'autres méthodes. une revue plus complète de ces travaux, le lecteur est référé à [SMo9].

Un premier modèle a été élaboré sous Excel en intégrant les lois de calcul relatives aux fondations. Ce travail a ensuite été converti en une application développée en Python, intégrant les équations de dimensionnement, dans le but d'automatiser les calculs, d'assurer une meilleure fiabilité des résultats et d'optimiser les performances de traitement.



FIX-1 Le modèle d'Excel

```

File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb x
C:\Users\Hit Men\Downloads\PSO-Copy1 (1) (3).ipynb import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt

class PSO_MultiVar:
    def __init__(self, objective_func, bounds, num_particles=30, max_iter=100, w=0.7, c1=1.5, c2=1.5):
        """
        Initialise le PSO pour une fonction multi-variables.

        :param objective_func: Fonction à minimiser f(x1, x2, ..., xn) -> float
        :param bounds: Liste des bornes pour chaque variable [(min1, max1), (min2, max2), ...]
        :param num_particles: Nombre de particules
        :param max_iter: Nombre d'itérations
        :param w: Coefficient d'inertie
        :param c1: Coefficient cognitif
        :param c2: Coefficient social
        """
        self.objective_func = objective_func
        self.bounds = np.array(bounds)
        self.num_particles = num_particles
        self.max_iter = max_iter
        self.w = w
        self.c1 = c1
        self.c2 = c2
        self.n_var = len(bounds) # Nombre de variables

        # Initialisation
        self.particles = np.random.uniform(
            low=self.bounds[:, 0],

```

```

File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb x
C:\Users\Hit Men\Downloads\PSO-Copy1 (1) (3).ipynb import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

        self.particles = np.random.uniform(
            low=self.bounds[:, 0],
            high=self.bounds[:, 1],
            size=(num_particles, self.n_var)
        )
        self.velocities = np.zeros((num_particles, self.n_var))
        self.pbest = self.particles.copy()
        self.pbest_scores = np.array([objective_func(p) for p in self.particles])
        self.gbest = self.pbest[self.pbest_scores.argmin()]
        self.gbest_score = self.pbest_scores.min()
        self.history = []

    def optimize(self):
        """Exécute l'optimisation."""
        for _ in range(self.max_iter):
            # Mise à jour des vitesses et positions
            r1, r2 = np.random.rand(2)
            self.velocities = (
                self.w * self.velocities +
                self.c1 * r1 * (self.pbest - self.particles) +
                self.c2 * r2 * (self.gbest - self.particles)
            )
            self.particles += self.velocities

            # Application des contraintes
            for i in range(self.n_var):
                self.particles[:, i] = np.clip(
                    self.particles[:, i],
                    self.bounds[i, 0],
                    self.bounds[i, 1]
                )

```

```

File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb X
C: > Users > Hit Men > Downloads > PSO-Copy1 (1) (3).ipynb > import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

# valuation
scores = np.array([self.objective_func(p) for p in self.particles])

# Mise à jour des meilleures positions
mask = scores < self.pbest_scores
self.pbest[mask] = self.particles[mask]
self.pbest_scores[mask] = scores[mask]

# Mise à jour de la meilleure globale
if scores.min() < self.gbest_score:
    self.gbest = self.particles[scores.argmin()]
    self.gbest_score = scores.min()

self.history.append(self.gbest_score)

return self.gbest, self.gbest_score

def plot_convergence(self):
    """Affiche la convergence."""
    plt.figure(figsize=(10, 6))
    plt.plot(self.history, 'b-', linewidth=2)
    plt.title("Convergence PSO")
    plt.xlabel("Itération")
    plt.ylabel("Meilleure valeur objective")
    plt.grid()
    plt.show()

# Exemple d'utilisation
if __name__ == "__main__":
    def fonction_obj(x):

```

```

File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb X
C: > Users > Hit Men > Downloads > PSO-Copy1 (1) (3).ipynb > import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

# Exemple d'utilisation
if __name__ == "__main__":
    def fonction_obj(x):
        return x[0]**2 + np.sin(x[1]) + 3*x[2] # Exemple pour 3 variables

    # Paramètres
    bounds = [(-10, 10), (0, 5), (-1, 1)] # Pour 3 variables
    pso = PSO_MultiVar(fonction_obj, bounds, num_particles=50, max_iter=100)

    # Optimisation
    solution, score = pso.optimize()
    print(f"Solution optimale trouvée : {solution}")
    print(f"Valeur objective : {score}")

    # Visualisations
    pso.plot_convergence()

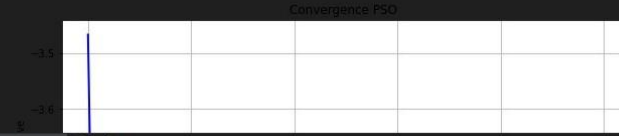
```

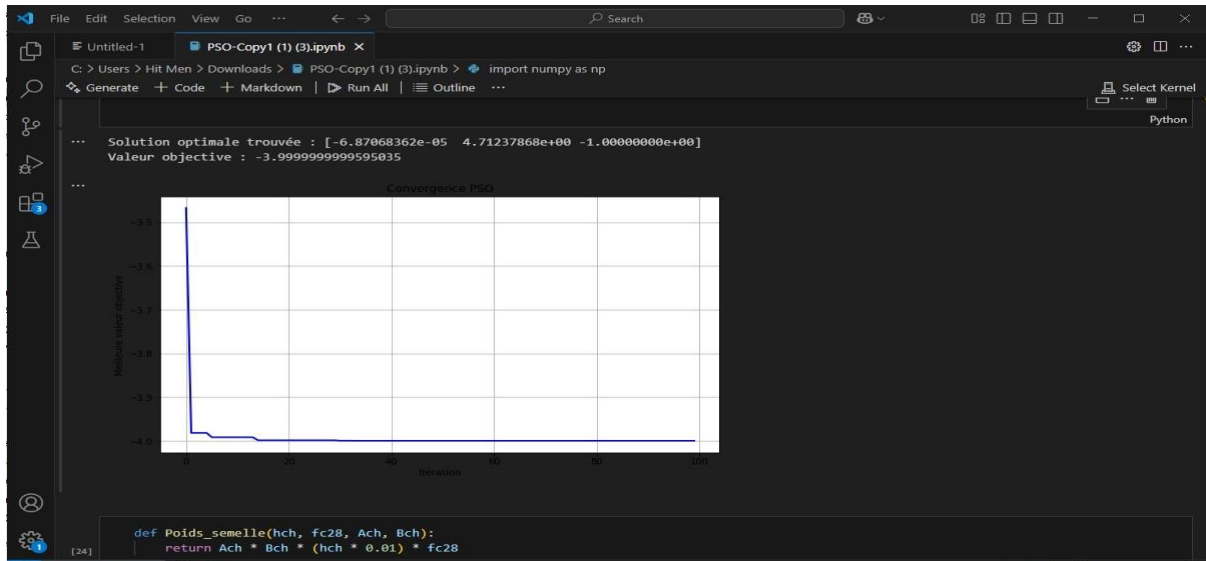
Python

```

... Solution optimale trouvée : [-6.87068362e-05  4.71237868e+00 -1.00000000e+00]
Valeur objective : -3.999999999999595835
...

```





```
def Poids_semelle(hch, fc28, Ach, Bch):
    return Ach * Bch * (hch * 0.01) * fc28

print("Enter hch:")
hch = float(input())
print("Enter fc28:")
fc28 = float(input())
print("Enter Ach:")
Ach = float(input())
print("Enter Bch:")
Bch = float(input())

poids_semelle = Poids_semelle(hch, fc28, Ach, Bch)
print(f"Poids semelle: {poids_semelle:.2f} kN")
```

Enter hch:
 45
 Enter fc28:
 25
 Enter Ach:
 1.85
 Enter Bch:
 2
 Poids semelle: 41.62 kN

```
def Poids_apoteau(a, b, D, fc28):
```

```
def Poids_apoteau(a, b, D, fc28):
    return (a * b * D * 0.000001 * fc28)

print("Enter a:")
a = float(input())
print("Enter b:")
b = float(input())
print("Enter D:")
D = float(input())
print("Enter fc28:")
fc28_apoteau = float(input())

poids_apoteau = Poids_apoteau(a, b, D, fc28_apoteau)
print(f"Poids apoteau: {poids_apoteau:.2f} kN")
```

Enter a:
 35
 Enter b:
 40
 Enter D:
 80
 Enter fc28:
 25
 Poids apoteau: 2.80 kN

```
def Poids_remb lai(Ach, a, Bch, b, D, gamma_sol):
```

```

File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb
C:\Users> Hit Men > Downloads > PSO-Copy1 (1) (3).ipynb > import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

def Poids_remlai(Ach, a, Bch, b, D, gamma_sol):
    return (((Ach - a * 0.01) * (Bch - b * 0.01) * D * 0.01) - (D * 0.000001)) * gamma_sol

print("Enter Ach:")
Ach_remlai = float(input())
print("Enter a:")
a_remlai = float(input())
print("Enter Bch:")
Bch_remlai = float(input())
print("Enter b:")
b_remlai = float(input())
print("Enter D:")
D_remlai = float(input())
print("Enter gamma of soil:")
gamma_sol = float(input())

poids_remlai = Poids_remlai(Ach_remlai, a_remlai, Bch_remlai, b_remlai, D_remlai, gamma_sol)
print(f"Poids remblai: {poids_remlai:.2f} kN")

[26] Python
... Enter Ach:
1.85
Enter a:
35
Enter Bch:
2
Enter b:
40
Enter D:
80
Enter gamma of soil:
18

```

```

File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb
C:\Users> Hit Men > Downloads > PSO-Copy1 (1) (3).ipynb > import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

[26] Python
... Enter Ach:
1.85
Enter a:
35
Enter Bch:
2
Enter b:
40
Enter D:
80
Enter gamma of soil:
18
Poids remblai: 34.56 kN

print("Enter Nser (KN):")
Nser = float(input())

poids_total = poids_semelle + poids_apoteau + poids_remlai + Nser
print(f"poids total: {poids_total:.2f} kN")

[39] Python
... Enter Nser (KN):
598.98
poids total: 677.96 kN

```

```

File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb X
C:\Users\Hit Men\Downloads\PSO-Copy1 (1) (3).ipynb import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

#Sens A :
print("Enter Mx ser (KN.m):")
Mx_ser = float(input())

ea_ser = (Mx_ser * 100) / poids_total
print(f"ea ser: {ea_ser:.2f} cm")

[53] Python
... Enter Mx ser (KN.m):
6.55
ea ser: 0.97 cm

Ga1 = ((poids_total * (1 - (6 * ea_ser * 0.01) / Ach)) / (Ach * Bch)) * 0.01
print(f"Ga1 = {Ga1:.6f} Bars")

[54] Python
... Ga1 = 1.774920 Bars

Ga2 = poids_total * (((1 + (6 * ea_ser * 0.01) / Ach)) / (Ach * Bch)) * 0.01
print(f"Ga2 = {Ga2:.6f} Bars")

[55] Python
... Ga2 = 1.889748 Bars

Restricted Mode 0 2 Spaces: Windows\Hit Men\Space

```

```

File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb X
C:\Users\Hit Men\Downloads\PSO-Copy1 (1) (3).ipynb import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

#Sens B :
print("Enter My ser (KN.m):")
My_ser = float(input())

eb_ser = (My_ser * 100) / poids_total
print(f"eb ser: {eb_ser:.2f} cm")

[56] Python
... Enter My ser (KN.m):
1.47
eb ser: 0.22 cm

Gb1 = ((poids_total * (1 - (6 * eb_ser * 0.01) / Bch)) / (Ach * Bch)) * 0.01
print(f"Gb1 = {Gb1:.6f} Bars")

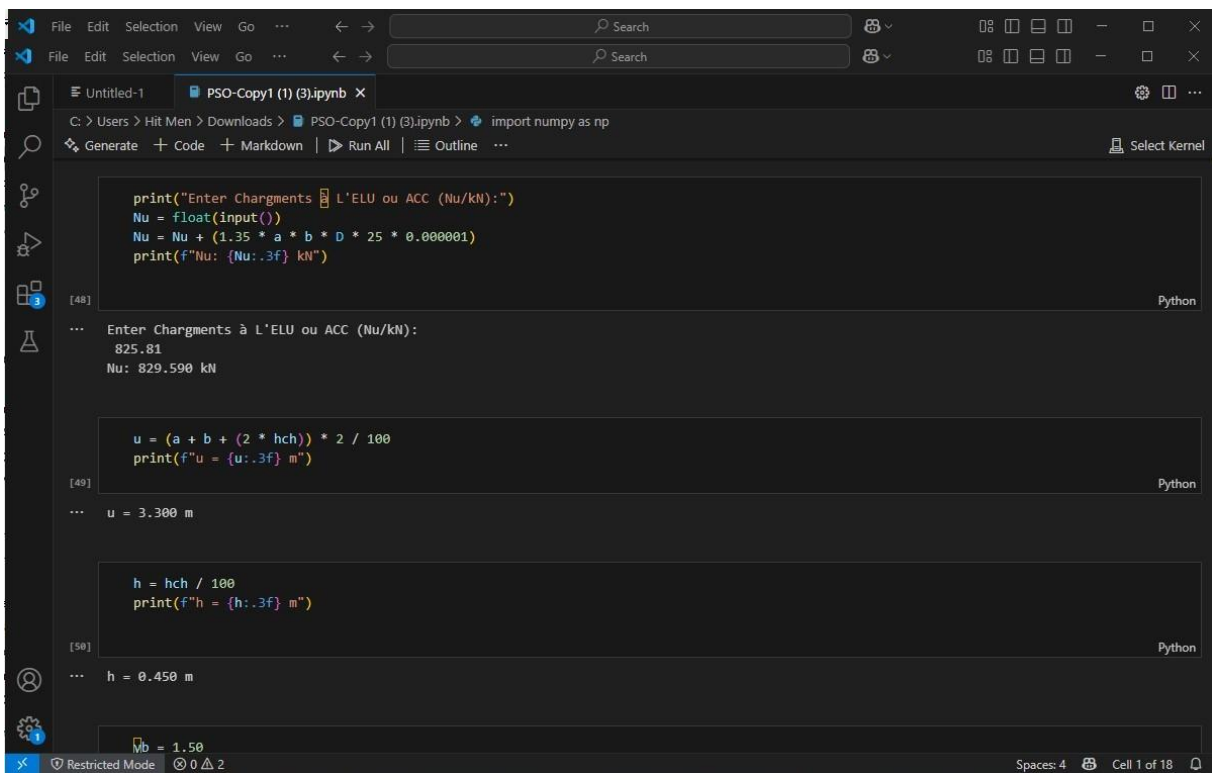
[45] Python
... Gb1 = 1.820415 Bars

Gb2 = ((poids_total * (1 + (6 * eb_ser * 0.01) / Bch)) / (Ach * Bch)) * 0.01
print(f"Gb2 = {Gb2:.6f} Bars")

[46] Python
... Gb2 = 1.844253 Bars

Restricted Mode 0 2 Spaces: 4 Cell 1 of 18

```



The screenshot shows a Jupyter Notebook with three code cells. The first cell prompts for input and calculates a value for Nu. The second cell calculates a value for u. The third cell calculates a value for h. The outputs are displayed below each code cell.

```
print("Enter Chargments à L'ELU ou ACC (Nu/kN):")
Nu = float(input())
Nu = Nu + (1.35 * a * b * D * 25 * 0.000001)
print(f"Nu: {Nu:.3f} kN")
```

[48] Python

... Enter Chargments à L'ELU ou ACC (Nu/kN):
825.81
Nu: 829.590 kN

```
u = (a + b + (2 * hch)) * 2 / 100
print(f"u = {u:.3f} m")
```

[49] Python

... u = 3.300 m

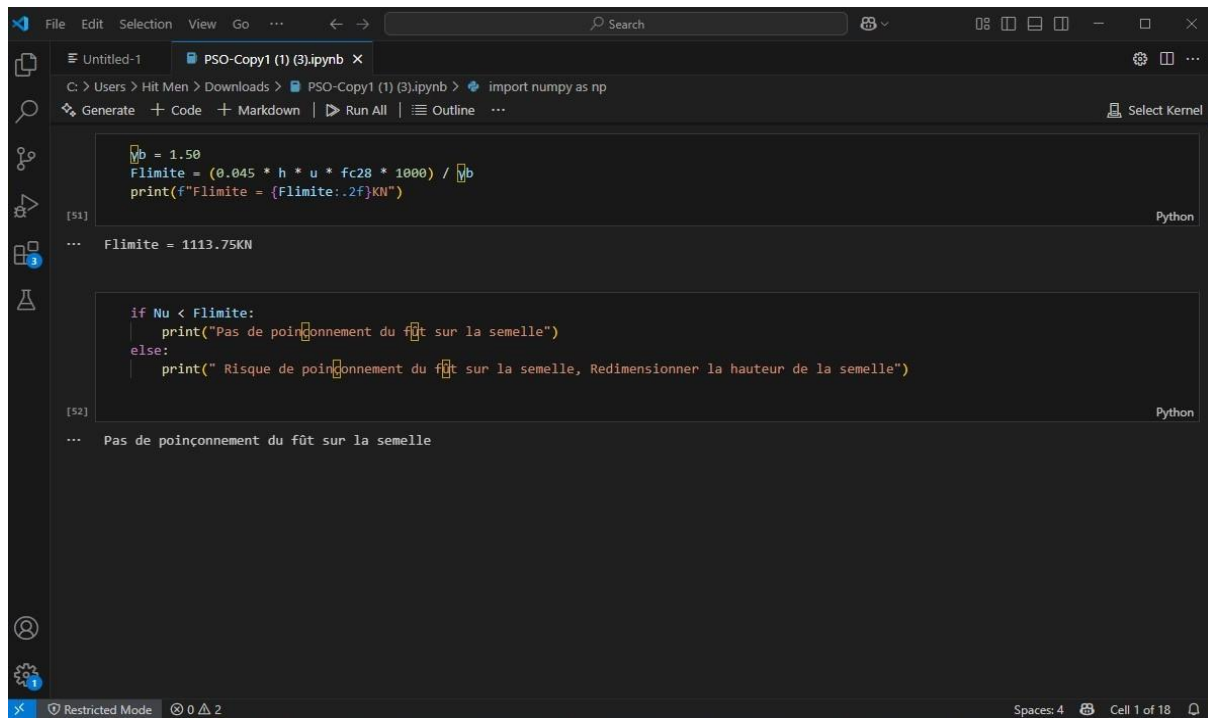
```
h = hch / 100
print(f"h = {h:.3f} m")
```

[50] Python

... h = 0.450 m

```
v_b = 1.50
```

Restricted Mode 0 2 Spaces: 4 Cell 1 of 18



The screenshot shows a Jupyter Notebook window with the following content:

```
File Edit Selection View Go ... Search
Untitled-1 PSO-Copy1 (1) (3).ipynb X
C:\Users\Hit Men\Downloads\PSO-Copy1 (1) (3).ipynb > import numpy as np
Generate + Code + Markdown | Run All | Outline ... Select Kernel

[y]b = 1.50
Flimite = (0.045 * h * u * fc28 * 1000) / [y]b
print(f"Flimite = {Flimite:.2f}KN")

[51] Python
... Flimite = 1113.75KN

if Nu < Flimite:
    print("Pas de poinçonnement du fût sur la semelle")
else:
    print(" Risque de poinçonnement du fût sur la semelle, Redimensionner la hauteur de la semelle")

[52] Python
... Pas de poinçonnement du fût sur la semelle

Restricted Mode 0 2 Spaces: 4 Cell 1 of 18
```

FXI-2 Le programme développé

Conclusion générale

Conclusion Général

Ce projet de fin d'études a représenté une opportunité précieuse qui nous a permis de transformer nos connaissances théoriques en applications pratiques, et d'approfondir notre compréhension dans le domaine du Génie Civil, en particulier en ce qui concerne la conception et l'analyse des structures. Il nous a également permis d'utiliser des logiciels spécialisés tels que ETABS, , AutoCAD , ce qui a contribué au développement de nos compétences techniques et à notre adaptation aux évolutions récentes du secteur.

Dans le cadre de l'étude d'un bâtiment de type R+10, nous avons abordé les différentes étapes de la conception structurelle, en commençant par assurer la stabilité de l'ouvrage grâce à une bonne répartition des éléments porteurs comme les fondations, les poteaux et les poutres, jusqu'à l'estimation des quantités nécessaires en béton et en acier, tout en prenant en compte les aspects économiques et fonctionnels à l'aide de l'intelligence artificielle.

Ce travail nous a permis de comprendre les pratiques dans le métier d'ingénieur civil, et a mis en lumière la nécessité d'une collaboration étroite entre l'ingénieur civil et l'architecte, notamment dans la conception parasismique, afin de garantir la sécurité sans recourir à des solutions coûteuses et superflues.

En conclusion, nous espérons que ce projet constituera une référence utile pour les futurs étudiants et qu'il contribuera à enrichir leurs connaissances dans le domaine de la conception et du calcul des structures, conformément aux normes techniques et réglementaires en vigueur.

Référence bibliographique

Livres et règlements :

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes [**RPA99version 2003**].

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé [**CBA93**].

- ❖ Document technique réglementaire : [**DTRB.C.2.48**]
- ❖ [**DTR BAEL 91**] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées 1999.
- ❖ Document technique réglementaire : [**DTR B.C.2.2**], charges permanentes et charges d'exploitation 1988.

Mémoires :

- ❖ Etude d'un bâtiment (R+7) en Béton Armé à usage d'habitation situé à Alger.
- ❖ Etude d'un bâtiment en (R+12) à usage d'habitation à Annaba.
- ❖ Etude d'un Bâtiment d'angle (RDC+9 étages) à usage d'habitation situé à Tipaza.

Cours :

- ❖ Dr.MIMOUNI.M, Polycopié de cour génie parasismique Master2. Université Ibn KhaldounTiaret (2024/2025).
- ❖ Dr.MIMOUNI.M, Polycopié de cour Structure en béton anné2 Master1. Université Ibn Khaldoun Tiaret (2024/2025).

Logiciels :

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.6.0.
- ❖ Auto CAD
- ❖ EXCEL
- ❖ WORD
- ❖ RDM6
- ❖ SOCOTEC
- ❖ ANACONDA

Annexes

μ	α	β	μ	α	β	μ	α	β
0,000	0,0000	1,000	0,080	0,1044	0,958	0,160	0,2192	0,912
0,002	0,0025	0,999	0,082	0,1071	0,957	0,162	0,2223	0,911
0,004	0,0050	0,998	0,084	0,1098	0,956	0,164	0,2253	0,910
0,006	0,0075	0,997	0,086	0,1126	0,955	0,166	0,2284	0,909
0,008	0,0100	0,996	0,088	0,1153	0,954	0,168	0,2314	0,907
0,010	0,0126	0,995	0,090	0,1181	0,953	0,170	0,2345	0,906
0,012	0,0151	0,994	0,092	0,1208	0,952	0,172	0,2376	0,905
0,014	0,0176	0,993	0,094	0,1236	0,951	0,174	0,2407	0,904
0,016	0,0202	0,992	0,096	0,1264	0,949	0,176	0,2438	0,902
0,018	0,0227	0,991	0,098	0,1292	0,948	0,178	0,2469	0,901
0,020	0,0253	0,990	0,100	0,1320	0,947	0,180	0,2500	0,900
0,022	0,0278	0,989	0,102	0,1348	0,946	0,182	0,2531	0,899
0,024	0,0304	0,988	0,104	0,1376	0,945	0,184	0,2563	0,897
0,026	0,0329	0,987	0,106	0,1404	0,944	0,186	0,2594	0,896
0,028	0,0355	0,986	0,108	0,1432	0,943	0,188	0,2626	0,895
0,030	0,0381	0,985	0,110	0,1460	0,942	0,190	0,2657	0,894
0,032	0,0407	0,984	0,112	0,1489	0,940	0,192	0,2689	0,892
0,034	0,0432	0,983	0,114	0,1517	0,939	0,194	0,2721	0,891
0,036	0,0458	0,982	0,116	0,1546	0,938	0,196	0,2753	0,890
0,038	0,0484	0,981	0,118	0,1574	0,937	0,198	0,2785	0,889
0,040	0,0510	0,980	0,120	0,1603	0,936	0,200	0,2818	0,887
0,042	0,0537	0,979	0,122	0,1631	0,935	0,202	0,2850	0,886
0,044	0,0563	0,977	0,124	0,1660	0,934	0,204	0,2882	0,885
0,046	0,0589	0,976	0,126	0,1689	0,932	0,206	0,2915	0,883
0,048	0,0615	0,975	0,128	0,1718	0,931	0,208	0,2948	0,882
0,050	0,0641	0,974	0,130	0,1747	0,930	0,210	0,2980	0,881
0,052	0,0668	0,973	0,132	0,1776	0,929	0,212	0,3013	0,879
0,054	0,0694	0,972	0,134	0,1805	0,928	0,214	0,3046	0,878
0,056	0,0721	0,971	0,136	0,1835	0,927	0,216	0,3079	0,877
0,058	0,0747	0,970	0,138	0,1864	0,925	0,218	0,3113	0,875
0,060	0,0774	0,969	0,140	0,1893	0,924	0,220	0,3146	0,874
0,062	0,0801	0,968	0,142	0,1923	0,923	0,222	0,3179	0,873
0,064	0,0827	0,967	0,144	0,1952	0,922	0,224	0,3213	0,871
0,066	0,0854	0,966	0,146	0,1982	0,921	0,226	0,3247	0,870
0,068	0,0881	0,965	0,148	0,2012	0,920	0,228	0,3280	0,869
0,070	0,0908	0,964	0,150	0,2042	0,918	0,230	0,3314	0,867
0,072	0,0935	0,963	0,152	0,2072	0,917	0,232	0,3348	0,866
0,074	0,0962	0,962	0,154	0,2102	0,916	0,234	0,3383	0,865
0,076	0,0989	0,960	0,156	0,2132	0,915	0,236	0,3417	0,863
0,078	0,1016	0,959	0,158	0,2162	0,914	0,238	0,3452	0,862

Diamètre ϕ (mm)	Masse linéique (Kg/ml)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	0,19	0,39	0,59	0,78	0,98	1,17	1,37	1,57	1,76	1,96
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,82
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,02
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,90
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,40
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,10
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,41
25	3,853	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,10
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,7

	Nuance	f_e (MPa)	1000 ϵ_l	α_1	μ	β_1
Ronds Lisses	FeE215	215	0,935	0,789	0,432	0,684
	FeE235	235	1,022	0,774	0,427	0,690
Haute Adhérence	FeE400	400	1,739	0,668	0,392	0,733
	FeE500	500	2,174	0,617	0,372	0,753

