

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de RELIZANE
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département: Génie civil et travaux publics



جامعة غليزان
RELIZANE UNIVERSITY

MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en :
Structure

Intitulé

Étude d'un bâtiment en R + 6 à usage d'habitation

Présenté par:

Mr : BOUNESREK Ibrahim

Mr : BERRAIH Abdelkarim

Devant les membres de jury :

Président : Mr ZEMRI Amine

Maître de conférence A (U. Relizane)

Encadreur : Mr SAFA Abdelkader

Maître de conférence B (U. Relizane)

Examineur : Mr CHEMMAM Mohammed

Maître de conférence A (U. Relizane)

Année universitaire : 2024/2025

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous
Avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et
Soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre
Promoteur Dr. SAFA Abdelkader, pour avoir accepté de nous guider
sur le bon chemin du travail Ainsi, nous exprimons notre profonde
reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre
manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos
connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de
remercier tous les enseignants qui nous ont Formé.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Les honorables parents et à mon collègue, et à mon père qui a été un modèle pour moi, qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à ce que j'arrive à ce stade de formation.

Et à toute la famille de BOUNESREK et BERRAIH,

Et à tous les professeurs qui m'ont dirigé vers la porte du succès,

a tous mes amis.

Merci Beaucoup

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, est constitué de rez de chaussée plus six étages. La structure est implantée dans la wilaya de RELIZENE, classée comme une zone élève (VI) selon le Règlement Parasismique Algérien 2024. Le but de l'étude est d'atteindre la stabilité et la durabilité de la structure, passé par plusieurs étapes : commencez par le calcul de pré dimensionnement et descente de charge jusqu' aux les fondations. Nous utilisons le logiciel de Robot structural analysis 2026 pour connaitre les sollicitations, le reste de calcul a été effectuée manuellement, selon les réglementations le DTR C2.2, RNV99, BAEL91 modifié 99 et le RPA2024.

Abstract

This Project studies a building in (R+6) for residential use, the structure is located in the wilaya of RELIZENE, classified as a zone élève (VI) according to the Algerian Paraseismic Regulation 2024. The purpose of the study is to achieve the stability and durability of the structure, passed through several stages: start with the pre-sizing calculation and load descent to the foundations. We use the Robot structural analysis 2026 software to know the stresses, the rest of the calculation was done manually, according to the regulations DTR C2.2, RNV99, BAEL91 modified 99 and RPA2024.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات طابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق الموجودة بولاية غليزان، المصنفة كمنطقة زلزالية (المنطقة VI) وفقاً للوائح الجزائرية للزلازل 2024. الهدف من الدراسة هو تحقيق استقرار ومتانة الهيكل، مررنا بعدة مراحل: نبدأ بحساب التحجيم المسبق ونزول الحمل إلى الأساسات. نستخدم برنامج ROBOT 2026 لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل وتم إجراء بقية الحساب يدوياً، وفقاً للوائح DTR C2.2 و BAEL91 المعدلة 99 و RPA2024.

SOMMAIRE

<i>Remerciement</i>	
Dédicace.....	
Résumé	
SOMMAIRE.....	
LISTE DES TABLEAUX.....	
LISTE DES FIGURES	
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de Projet	
I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	3
I.2 CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE	3
I.2.1 Dimensions en élévation :	3
I.2.2 Dimensions en plans :	3
I.2.3 Données du site :	3
I.2.4 Description de l'ossature :	3
I.3 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	4
I.3.1 Le Béton	4
I.3.2 L'acier :	7
I.4.2.1 Contrainte limite de l'acier :	8
I.3.2.1.1 Contrainte à ELU :	8
I.3.2.1.2 Contrainte à ELS :	8
Chapitre II : Pré –dimensionnement des éléments Principaux	
II.1. Introduction :	11
II.2.Pré-dimensionnement des planchers :	11
II.2.1- Détermination de l'épaisseur des planchers :	11
II.4- Pré dimensionnement des voiles :	13
Conclusion :	20
Chapitre III : Calcul des éléments Secondaire	
III.1.Introduction :	23
III.2. L'acrotère :	23
III.3 LES BALCONS :	25
III.3.1 Evaluation des charges :	26

III.3.2 Evaluation des moments :	27
III.3.3 Combinaisons fondamentales :	27
III.3.ESCALIER :	29
III.3.1 Introduction :	29
III.3.2 Définition des éléments d'un escalier :	29
III.3.3 Pré dimensionnement de l'escalier :	30
III.3.4 Evaluation des charges :	31
III.3.5 Schéma statique:	32
III.3.6 Combinaison des charges:	32
Chapitre IV: Etude des planchers	
IV.1 INTRODUCTION :	42
IV.2 PLANCHER A CORPS CREUX :	42
IV.2.1 Etude des poutrelles :	42
IV.2.1.1 Dimensions de la poutrelle :	42
IV.2.1.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure.....	43
IV.2.2 Choix de la méthode de calcul :	44
IV.2.2.1 Méthode forfaitaire (BAEL (Annexe E1)) :	44
IV. 2.2.2 Méthode de Caquot [2] : BAEL 91 (Annexe E.2)	47
IV. 2.2.3 Méthode de Caquot minoré :.....	48
IV. 2.3 Calcul des sollicitations des poutrelles :	48
IV.2.4 1 Les poutrelles dans la terrasse :	61
Chapitres V : Etude sismique	
V.1.Introduction :	83
V.2. Paramètres de l'analyse sismique :	83
Chapitre IV : Ferrailage des éléments Principaux	
IV.1 Introduction :	91
IV.2. Etude des poutres :	91
IV.4. Etude des voiles.....	110
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VII.1. Introduction	117
VII.2-Choix de type de fondation:	117
VII.2.1- Vérification du chevauchement des contraintes au niveau du sol	117

VII.3- Ferrailage de la dalle pleine de radier :	118
VII.4- Ferrailage des poutres (nervures):	120
VII.5- Ferrailage du débord du radier:	121
VII.6- Ferrailage des longrines :	122
VII.7- Ferrailage du voile périphérique.....	123
CONCLUSION GENERALE.....	127
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	128

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 Dosage pour 1m ³ du béton courant pour un rapport E/C.....	5
Tableau I. 2 Types d'aciers.....	7
Tableau .III. 1 : Charge à l'ELU et l'ELS.....	31
Tableau .III. 2: L'effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U).....	32
Tableau .III. 3: Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S).....	33
Tableau IV. 1: Les combinaisons d'action.....	43
Tableau .VI. 2: Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelle...	47
Tableau. VI.3 : Les moments sur appuis intermédiaires (Plancher terrasse).....	49
Tableau . VI.4: Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type 1 cas 1).....	50
Tableau .VI.5: Sollicitation a l'ELS (Plancher terrasse type 1 cas 1).....	50
Tableau .VI.6: Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type 1 cas 2).....	51
Tableau. VI.7: Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type 1 cas 2).....	52
Tableau. IV.8: Sollicitation a l'EL (plancher terrasse type 1 cas 3).....	53
Tableau. VI.9: Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type 1 cas 3).....	53
Tableau. VI.10: Sollicitation a l'ELU (étage courant +RRDC type 1 cas 1).....	55
Tableau. VI.11 Sollicitation a l'ELS (étage courant +RRDC type 1 cas 1).....	55
Tableau. IV.12 : Sollicitation a l'ELU (étage courant +RRDC Cas2 type 1).....	56
Tableau. IV.13: Sollicitation a l'ELS (étage courant +RRDC Cas2 type 1).....	56
Figure. IV.8: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de (cas 2type étage courant).....	58
Tableau.VI.15 : Sollicitation a l'ELS (étage courant +RRDC Cas3 type 1).....	58
Tableau. VI.16: Sollicitation a l'ELU (étage courant type 2)	59

Tableau. IV.17 : Sollicitation a l'ELS (étage courant type 2).....	59
Tableau. VI. 18: Les sollicitations maximums à ELU.....	60
Tableau . VI.19: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	62
Tableau. VI 20 Tableau de ferrailage à l'ELU.....	63
Tableau . VI .21: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	63
Tableau. VI. 22 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	67
Tableau . VI . 23 : Les Sollicitations maximums à ELU est ELS.....	70
Tableau. VI. 24 : Tableau de ferrailage à l'ELU.....	71
Tableau. VI. 25 : Tableau de ferrailage à l'ELU.....	71
Tableau . IV. 26 : : Tableau de ferrailage à l'ELU.....	71
Tableau. VI. 27: Vérification des contraintes à l'ELS.....	74
Tableau. VI. 28: Vérification des contraintes à l'ELS.....	75
Tableau. VI. 29: Les schémas de ferrailages des poutrelles.....	79
Tableau .V. 1: Les zones sismiques.....	82
Tableau . V 2. classification sismique de wilaya de Relizane.....	82
Tableau. V. 3: Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ans.....	83
Tableau. V. 4 : Valeurs des coefficients d'importance.....	83
Tableau. V.5 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, VetVI).....	84
Tableau. V.6 : Valeurs de $\xi(\%)$.....	84
Tableau. V. 7 :Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 1.....	85
Tableau . V. 8:les différents types des systèmes de contreventement pour les structures en béton armé.....	85

Tableau. V.9: Valeurs des Pondérations P_q.....	86
Tableau. V.10 : Coefficient d'accompagnement Ψ.....	88
Tableau. IV. 1. : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	93
Tableau . IV. 2 : Les armatures longitudinales dans les poutres.....	95
Tableau. IV .3 :Vérification des contraintes tangentielles.....	96
Tableau. IV 5. : Vérification de la contrainte limite de béton.....	97
Tableau : V.6 : Vérification de la flèche des poutres.....	97
Tableau .IV. 7 : chémas de ferrailage des poutres principales (30×40) selon tous les niveaux.....	101
Tableau .IV. 8 : chémas de ferrailage des poutres secondaire (30×35) selon tous les niveaux.....	102
Tableau . IV. 9 : Les sollicitations dans les poteaux.....	105
Tableau .IV. 10 : Armatures transversales dans les poteaux.....	106
Tableau .IV. 11 : Justification de la section réduite des poteaux.....	107
Tableau. IV. 12 : Vérification des contraintes dans le béton.....	108
Tableau .IV. 13 : Vérification des sollicitations tangentes.....	109

LISTE DES FIGURES

Figure. 1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	6
Figure I. 2 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	6
Figure. I. 3 :Diagramme contraintes –déformation de l'acier.....	8
Figure .II. 1 :Schéma des voiles.....	13
Figure. II. 2 : Schéma d'estimation des charges revenant au poteau le Plus sollicité.	14
Figure .II.3: Schéma de dégression des surcharges.....	18
Figure .II.3: Schéma de dégression des surcharges.....	22
Figure .III. 2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	24
Figure .III. 3 : Section de calcul de balcon.....	26
Figure .III. 4: Schéma de ferrailage du balcon.....	28
Figure .III. 5: Dimensions de l'escalier	29
Figure . III.6: Schéma de escalier.....	39
Figure . IV. 1 Section de la poutrelle.....	41
Figure. IV .2 :Effort tranchant d'une poutre à de 2 travées.....	45
Figure .VI. 3: Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	45
Figure. VI. 4: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de cas1.....	51
Figure .IV.5: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de cas2 terrasse cas 3.....	52
Figure. VI.6: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU (cas 3type de terrasse).....	54

Figure. VI.7 Diagramme des Moment et effort tranchant a L'ELU (cas1 type 1étage courant).....	56
Figure. IV.8: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de (cas 2type étage courant).....	57
Figure. VI.9: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de cas 3(étage courant).....	59
Figure. IV.10: diagramme des Moment et effort tranchant à L'ELU type 2 étages.....	60
Figure. VI.11: Coupe d'une poutrelle.....	61
Figure. VI. 12: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	80
Figure. V. 1: (RDC Commercial +6 Etages).....	89
Figure .IV. 1 : :Première cas de zone nodale (Poutre principale).....	99
Figure.IV.2 : Détails d'armatures longitudinales et Détails de zone nodale.....	103
Figure .IV. 3 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	110
Figure IV.4 : Position de Voiles.....	112
Figure .IV. 5 : schéma de ferrailage du voile en U.....	115

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- St : Espacement.
- Λ : Elancement.
- F : Force concentrée.

- \bar{f} : Flèche admissible. ·
- D : Fiche d'ancrage. ·
- L : Longueur ou portée. ·
- L_f : Longueur de flambement. ·
- W : Poids total de la structure. ·
- d : Hauteur utile. ·
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier. ·
- M_u : Moment à l'état limite ultime. ·
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service. ·
- M_t : Moment en travée. ·
- M_a : Moment sur appuis. ·
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base. ·
- I : Moment d'inertie. ·
- f_i : Flèche due aux charges instantanées. ·
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée. ·
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées. ·
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées. ·
- M : Moment, Masse. ·
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané. ·
- E_{vj} : Module d'élasticité différé. ·
- E_s : Module d'élasticité de l'acier. ·
- P : Rayon moyen. ·
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge. ·
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge. ·
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge. ·
- K : Coefficient de raideur de sol. ·
- $\bar{\sigma}$: Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton. ·
- Y : Position de l'axe neutre. ·
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Introduction Générale

Le présent projet de fin d'étude est une étude technique d'une structure avec une recherche sur l'évaluation de la réponse sismique des blocs en fonction de leurs nombres d'étages, le bloc en R+06. Ce dernier sera implanté à la commune de Bendaoud wilaya de Relizane.

Ce bloc est destiné à la double fonction avec un rez de chaussé à usage commerciale et six étages destinés à l'habitation, les escaliers sont situés aux milieux dans tous les niveaux, entourant une cage d'ascenseur. L'ossature est constituée des portiques et des voiles disposées dans les deux directions. Notre choix est porté sur le fait que les portiques reprennent la totalité des charges verticales et les voiles assurent le contreventement longitudinal et transversal de la structure.

Les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux, tout en tenant compte du côté économique.

Nos calculs sont conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA2024) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié en 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

Compte tenu de toutes ces exigences de réglementations et respectant les plans d'architecture de la structure, les différents chapitres montrent les procédures à suivre pour le calcul de chaque élément de la structure ainsi les solutions adoptés face aux différentes difficultés.

Chapitre 01:

Chapitre01 : Présentation de Projet

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet consiste à l'étude d'un bâtiment R + 6 promotionnels type F4, implanté à BENDAOUD, wilaya de Relizane, zone élève (VI).

C'est un bâtiment en RDC + 6 étages en béton armé comportant :

- Un seul type de logts : F4.
- Le RDC et les étages courants sont à usage d'habitation.

I.2 CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

I.2.1 Dimensions en élévation :

-Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) H = 24,48 m.

-Hauteur du RDC..... h = 4,08 m.

-Hauteur des étages courants h = 3,40m.

I.2.2 Dimensions en plans :

-Longueur totale du bâtiment Lx = 26,20m.

-Largeur totale du bâtiment..... Ly = 23,30 m.

I.2.3 Données du site :

-Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes RPA 2024 comme zone élevée (zone VI)

-Le site est considéré comme site meuble (S3).

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2).

I.2.4 Description de l'ossature :

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques (poteau, poutre) et des voiles en béton armé suivant les deux sens.

-**Les planchers** : Pour le plancher on a adopté: plancher en Corps Creux. Poutrelle, dalle de compression et corps creux pour les raisons suivantes:

- Faciliter de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'action sismique.
- Bonne isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le coût du coffrage.

- **Maçonneries** : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Les murs extérieurs** sont constitués en double parois de briques (15cm et 10cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

- **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

-**L'escalier** : c'est une suite régulière de marches, ou degrés qui servent à monter ou à descendre. Il permet ainsi de passer d'un niveau à un autre.

- **Acrotères** : La Terrasse étant inaccessible, Le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 90 cm et de 10cm d'épaisseur.

-**Terrasse** : La terrasse du bâtiment est inaccessible.

-**Les balcons**: Les balcons sont réalisés en dalle pleine d'épaisseur entre 15 et 20 cm.

I.3 .CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

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

I.3.1 Le Béton : c'est un matériau composite, il est le résultat de différents constituants mélangés dans des proportions pouvant varier. De manière générale les principaux composants employés sont : le ciment, granulats, adjuvants et l'eau.

Le ciment : est un composé minéral pulvérulent formant avec de l'eau une pâte qui durcit progressivement en agglomérant les autres éléments d'un mortier ou d'un béton.

Les granulats : sont des matériaux inertes rentrant dans la composition des bétons, ils doivent requérir certaines propriétés.

Sable : grains $0.08\text{mm} < d$

Gravillon : $5\text{mm} < d < 25\text{mm}$

Cailloux : $d > 25\text{mm}$

Adjuvants : L'adjuvant est un produit ajouté en très faible quantité aux bétons, mortiers ou coulis, avant ou pendant le malaxage. La dose est inférieure à 5 % du poids du ciment. Le but est d'améliorer certaines propriétés du béton, qu'il soit à l'état frais pendant la prise et le durcissement, ou à l'état durci.

Eaux de gâchages : elles doivent répondre à des qualités chimiques assurant l'intégrité du mélange, une analyse au laboratoire est nécessaire.

Dosage du béton :

Éléments	Ciment	Sable ($0 < d < 5\text{mm}$)	Gravillons ($5 < d < 15\text{mm}$)	Gravier ($15 < d < 15\text{mm}$)	Eau
Dosage (kg)	350	400	800		175 L

Tableau I. 3 Dosage pour 1m^3 du béton courant pour un rapport E/C

- Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40 Mpa est défini par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ d'où}$$

$$f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$$

-Résistance du béton a la compression :

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges noté f_{c28} , pour notre cas en prend :

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

-Contraintes limites :

a) À l'ELU :

$$\text{Est notée } \sigma_{bc} \text{ tel que : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\theta = 1$ en général.

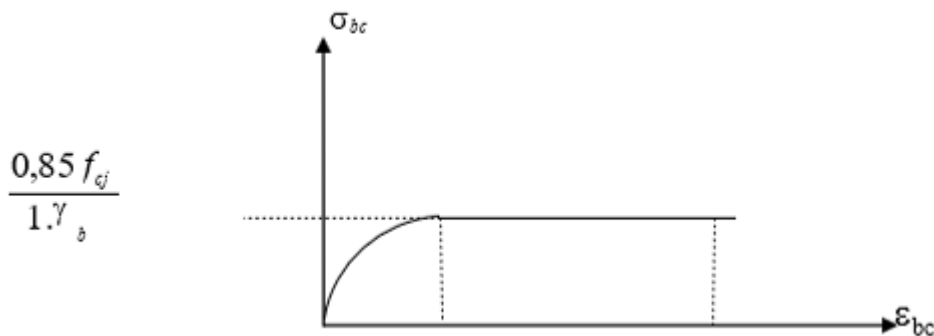
- $\gamma_b=1,15$ en cas de situation accidentelle.

- $\gamma_b=1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Pour $\gamma_b = 1,5$ et $f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow \sigma_{bc}=14.17\text{Mpa}$.

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $f_{c28}=25\text{Mpa} \rightarrow \sigma_{bc}=18.5\text{Mpa}$.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton



FigureI. 4 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

b) A l'ELS :

La contrainte admissible du béton est $\bar{\sigma}_{bc}=0,6 \cdot f_{c28}=15\text{Mpa}$.

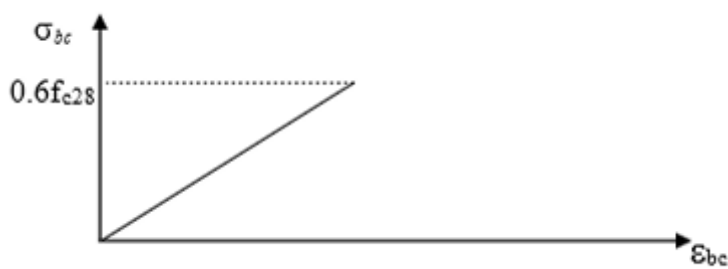


Figure I. 5 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

-Déformations longitudinales du béton (B.A.E.L 99 page 77) :

Les modules de déformation longitudinale de courte et de longue durée sont déterminés par des formules empiriques en fonction de la valeur caractéristique à la compression du béton.

-Module de déformation longitudinale instantané (courte durée) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

-Module de déformation longitudinale différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{v28} = 10818,86 \text{ Mpa.}$$

La déformation longitudinale différée est due essentiellement au fluage sous charge indéfiniment appliquée et au retrait suite au phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise du ciment.

-Coefficient de poisson ν : (Art.2.1.3 BAEL.91)

C'est le rapport entre la déformation transversale relative la déformation longitudinal :

$$V = [(\Delta t/t)] / [(\Delta L/l)] = \epsilon t / \epsilon L$$

Avec :

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

I.3.2 L'acier :

Est un alliage métallique constitué de fer et carbone de faible pourcentage. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton, on distingue 3 types :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	$\epsilon_{es}\%$
Barre HA	FeE40	400	1.74
Rond lisse	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917

Tableau I. 4 Types d'aciers

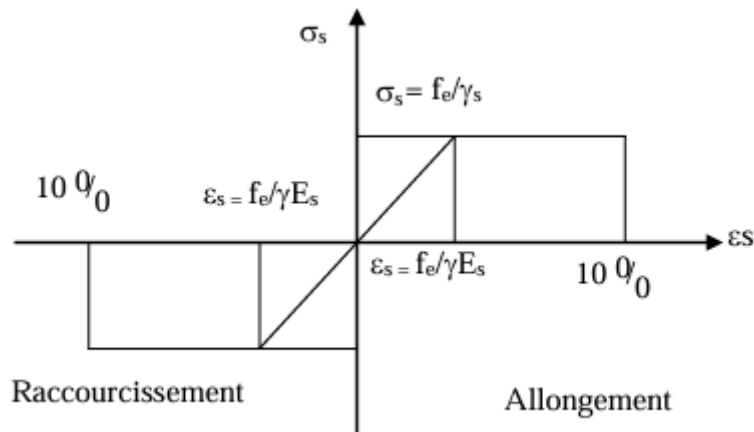


Figure.I.6 :Diagramme contraintes –déformation de l'acier

I.3.2.1 Contrainte limite de l'acier :

I.3.2.1.1 Contrainte à ELU :

-La contrainte limite de traction dans l'acier est déterminée à partir de la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour} \quad \epsilon_{es} \leq \epsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \quad \text{pour} \quad \epsilon_s \leq \epsilon_{es} \quad \text{Avec : } \epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

a-pour situation courant : $\gamma_s = 1,5$ donc $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

b-pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1$ donc $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$.

I.3.2.1.2 Contrainte à ELS :

-On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :

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

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec η : coefficient de fissuration.

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

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

-Module de Young :

- $E_s = \text{cste} = 2.10^5 \text{MPa}$.

-Coefficient d'équivalence :

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

- $n = E_s / E_b = 15$

Avec :

- n : coefficient d'équivalence.

- E_s : module de déformation de l'acier.

- E_b : module de déformation du béton.

Chapitre 02

Chapitre02 : Pré –dimensionnement des éléments Principaux

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement est une étape très importante, qui a comme but de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA Version 2024 et du BAEL 91.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

II.2.1- Détermination de l'épaisseur des planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontal limitant les étages et supportant le revêtement des sols.

Comme notre construction est à usage multiple, on adopte plancher (corps creux).

Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, Pour les plancher à corps creux l'épaisseur est condition de flèche par :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\text{Donc : } ht \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{430}{22.5} \Rightarrow ht \geq 19.11 \text{ cm}$$

Avec : l_{max} la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $ht=20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

Avec :

- 16cm : épaisseur du corps creux.
- 4cm : épaisseur de la dalle de compression.

II.3-Pré dimensionnement des poutres :

a-Poutres principales :

Chapitre02 : Pré-dimensionnement des éléments Principaux

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de flèche qui est :

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

$$- 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$- L_{max} = 555 - 55 \Rightarrow L_{max} = 500 \text{ cm} \Rightarrow 33,33 \leq h_{pp} \leq 50$$

$$- \text{donc on adopte : } \{h = 40; b = 30\}$$

-Vérification selon le RPA 2024 :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

$$h/b = 1.33 < 4 \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

- Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de (30*40) cm².

b-Poutres secondaires :

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

$$- 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$- L_{max} = 520 - 55 \Rightarrow L_{max} = 465 \text{ cm} \Rightarrow 31 \leq h_{ps} \leq 46.5$$

$$- \text{donc on adopte : } \{h = 35; b = 30\}$$

-Vérification selon le RPA :

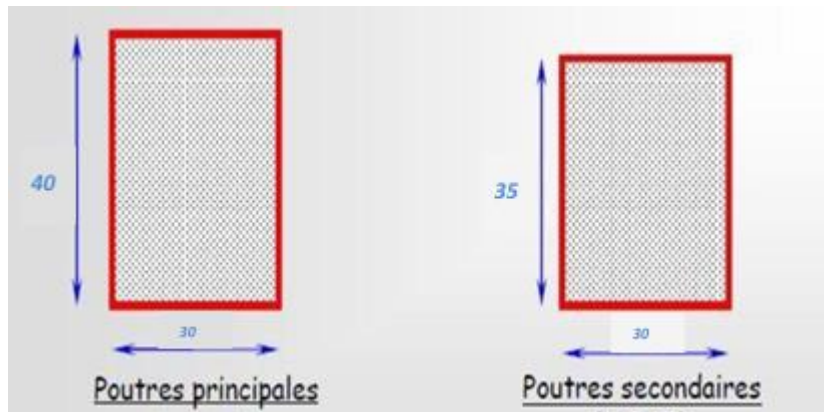
$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

$$h/b = 1.17 < 4 \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

Chapitre02 : Pré –dimensionnement des éléments Principaux

- Les conditions du RPA sont vérifiées donc les poutres secondaires à une section de (30*35) cm².



II.4- Pré dimensionnement des voiles :

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnées selon le RPA version 2024 L'épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15\text{cm}$
- $e > H_e/20 \Rightarrow$ pour les voiles simple
- $e > H_e/22 \Rightarrow$ pour les voiles à une extrémité rigide
- $e > H_e/25 \Rightarrow$ pour les deux extrémités rigide
- $L \geq 4e$

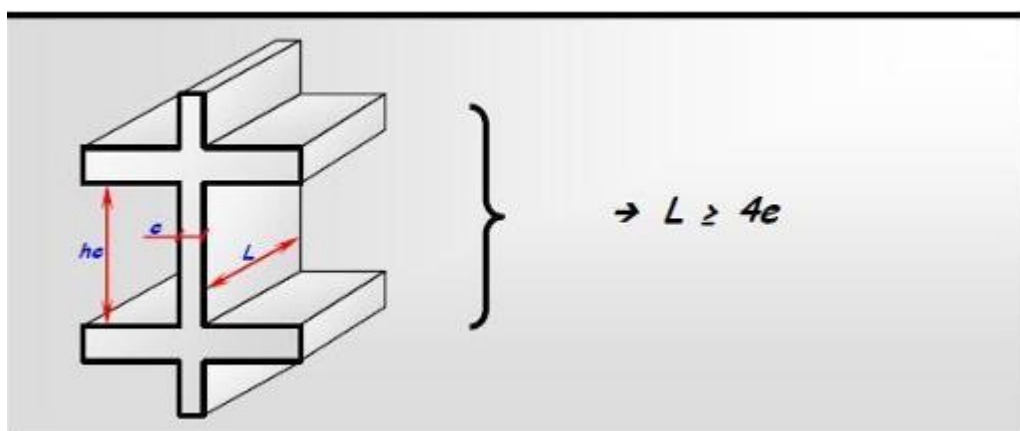


Figure .II. 1 :Schéma des voiles

On a: $H_e=340-40=300\text{cm} \Rightarrow a=300/20=15\text{cm}$

Chapitre02 : Pré –dimensionnement des éléments Principaux

D'après le «RPA 2024»: $a_{min} = 15\text{cm}$ On prend: $a = 15\text{ cm}$

II.5- Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont prè dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. Concernant chaque type de poteau, en lui affectant la surface du plancher chargée revenant à celui-ci, est on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

-Calcul de la surface revenant au poteau :

-On suppose que tous les poteaux sont de section $(b \times h) = (45 \times 45)\text{ cm}^2$.

- On calcul une descente de charge pour le poteau le plus chargé verticalement Axes (C-2).

-Détermination de Nu :

Surface revenant au poteau (C-2) : $s = \left(\frac{5+4.3}{2}\right) \left(\frac{4.65+3.8}{2}\right) = 19.65\text{m}^2$

$$\frac{430}{2}$$

$$\frac{500}{2}$$

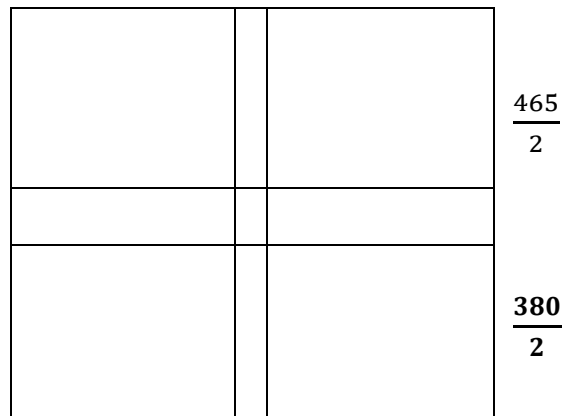


Figure. II. 2 : Schéma d'estimation des charges revenant au poteau le Plus sollicité.

➤ Evaluation de la charge permanente :

• Niveau 7 :

-Plancher terrasse	$6.376 \times 19.65 = 125.29 \text{ KN}$
-Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.65 \times 25 = 13.95 \text{ KN}$
-Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.225 \times 25 = 11.09 \text{ KN}$
- Poids du poteau	$0.45 \times 0.45 \times 3 \times 25 = 15.19 \text{ KN}$
N7	165.52 KN

• Niveau 6 :

- Poids revenant N7	165.52 KN
- Plancher courant	$5.34 \times 19.65 = 104.93 \text{ KN}$
- Poutre principale	13.95 KN
- Poutre secondaire	11.09 KN
- Poids du poteau	15.19 KN
N6	310.68 KN

• Niveau 5 :

• - Poids revenant N6	310.68 KN
• - Plancher courant	104.93 KN
• - Poutre principale	13.95 KN
• - Poutre secondaire	11.09 KN
• - Poids du poteau	15.19 KN
• N5	455.84 KN

- Niveau 4 :

- Poids revenant N5	455.84 KN
- Plancher courant	104.93 KN
- Poutre principale	13.95 KN
- Poutre secondaire	11.09 KN
- Poids du poteau	15.19 KN
N4	601 KN

- Niveau 3 :

- Poids revenant N4	601 KN
- Plancher courant	104.93 KN
- Poutre principale	13.95 KN
- Poutre secondaire	11.09 KN
- Poids du poteau	15.19 KN
N3	746.16 KN

- Niveau 2 :

- Poids revenant N3	746.16 KN
- Plancher courant	104.93 KN
- Poutre principale	13.95 KN
- Poutre secondaire	11.09 KN
- Poids du poteau	15.19 KN

Chapitre02 : Pré –dimensionnement des éléments Principaux

N₂	891.32 KN
----------------------	------------------

- **Niveau 1:**

- Poids revenant N ₂	891.32 KN
- Plancher courant	104.93 KN
- Poutre principale	13.95 KN
- Poutre secondaire	11.09 KN
- Poids du poteau	15.19 KN
N₁	1036.48 KN

GT=1036.48KN.

➤ **Evaluation de la charge d'exploitation :**

-La surface revenant au poteau est :

$$S = \left(\frac{5.55 + 4.85}{2} \right) \left(\frac{5.20 + 4.35}{2} \right) = 24.83 \text{ m}^2$$

- **Loi de dégression des sur charges :**

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

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

Avec : n : Nombre d'étage on démarre de haute en bas (le premier étage est « 0 »).

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

- 6^{ème} Étage : Q_{cum}=Q₀

Chapitre02 : Pré –dimensionnement des éléments Principaux

- 5^{ème} Étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$
- 4^{ème} Étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- 3^{ème} Étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- 2^{ème} Étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- 1^{ème} Étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- RDC : $Q_{cum} = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Pour $n \geq 5 \rightarrow \sum n = S_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n S_i$

$Q_T = 24.83 + 0.75 \times (9 \times 24.83) = 192.43 \text{KN}$

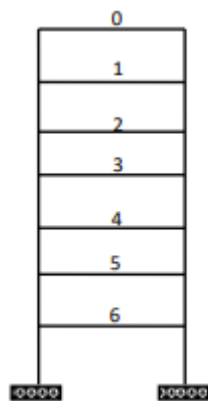


Figure .II.3: Schéma de dégression des surcharges

➤ **L'effort normal ultime ELUR :**

$$N'_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1036.48 + 1.5 \times 192.43$$

$$N'_u = 1687.89 \text{KN}$$

-Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que: $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

$$\text{Donc : } N_u = 1.15 \times N'_u = 1941.07 \text{KN}$$

• **Vérification du poteau (45 x 45) cm² :**

$$A = b \times h = 2025 \text{cm}^2 \geq \frac{N_u}{\sigma_b} = \frac{1941.07}{11.33} \times 10 = 1713.21 \text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

- Vérification a l'état de stabilité de forme :

Détermination de \bar{N} :

$$\bar{N}_U = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\gamma_b=1.5$: Coefficient de sécurité du Béton

$\gamma_s=1.15$: coefficient de sécurité pour l'acier

B_r : Section réduite du béton

$$B_r = (b - 2) (h - 2) = (45 - 2)^2 = 1849 \text{cm}^2$$

α : Coefficient destiné à Tenir compte à la fois des effort du second ordre et de

L'excentricité additionnelle.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \Rightarrow \text{Si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = 3.464 \frac{l_f}{h} \\ l_f = 0.7l_0 \end{cases}$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 (3.4 - 0.4) = 210 \text{cm}$$

i : rayon de giration de la section du Béton seul.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12} \frac{1}{hb} \frac{1}{\sqrt{12}}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{45}{\sqrt{12}} = 12.99 \text{cm}$$

Chapitre02 : Pré –dimensionnement des éléments Principaux

$$\lambda = \frac{210}{12.99} = 16.17 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.17}{35} \right)^2} = 0.82$$

As : Section de compression du béton à 28 jours.

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_s = \max \begin{cases} 0.2\%(b \times h) = 0.2 \times \frac{45 \times 45}{100} = 4.05 \text{ cm}^2 \\ 8\%(b + h) = 8 \times \frac{45 + 45}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On prend : $A_s = 7.2 \text{ cm}^2$

D'où :

$$\bar{N}_u = 0.82 \left(\frac{1849 \times 20}{0.9 \times 1.5} + 7.2 \frac{400}{1.15} \right) 10^{-1} = 2451.55 \text{ KN}$$

$$N_u = 1941.07 \text{ KN} \leq \bar{N}_u = 2451.55 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

- **Vérification selon RPA 2024 :**

✓ $\text{Min}(b, h) = 45 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ $\text{Min}(b, h) = 45 \geq \frac{h}{20} \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{CV}$

Conclusion :

Donc la section du poteau (45 x 45) cm² est convenable pour toutes les vérifications, nous généraliserons cette section à tous les poteaux de la structure pour éviter les problèmes de coffrage.

Chapitre 03

Chapitre03 : Calcul des éléments Secondaire

III.1.Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique.

III.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes -
Largeur $b=100\text{cm}$

- Hauteur $H=90\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

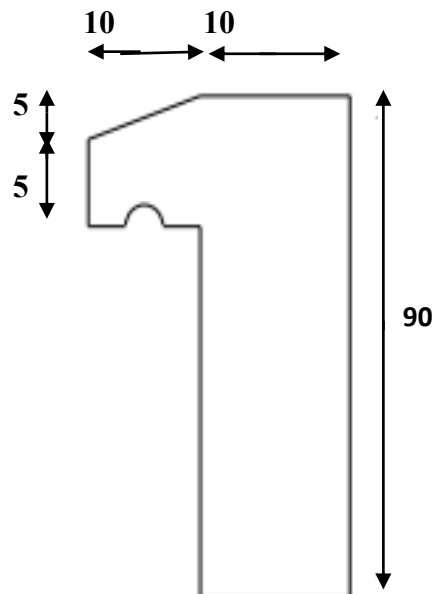


Figure.III. 1: Acrotère

Calcul de Ferrailage :**❖ Calcul des Armatures longitudinales :**

D'après le B.A.E.L article B.5.3.1 pour les éléments secondaires exposées aux intempéries, la section d'acier minimale sera égale à : 0,25 la section du béton.

Dans notre cas on a :

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

$$\Rightarrow F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 20 = 1.8 \text{ Mpa} < 2.4 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A = 0.25\% \times B$$

Avec :

$$B = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0.25\% \times 1000 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{4T10} \Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (St = 25 cm)}$$

❖ Calcul des Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$\Rightarrow A_r = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{3T8} \Rightarrow A_s = 1,50 \text{ cm}^2 \text{ (St = 30 cm)}$$

❖ Vérification au séisme :

Selon le RPA 2024 (Article 6.2.3), l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale « F_{PK} » due au séisme calculé comme suit :

$$F_{PK} = (A.I.S).C_p. \left(1 + \frac{3.hz}{H}\right).W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone. (A=0.30)
- I : Coefficient d'importance. (I=1)

- S : Coefficient de site. (S=1.30)
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8. (C_p=0.4)
- W_p : Poids de l'élément considéré.

$$(W_p = [(0.1 \times 0.9) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.1 \times 0.05}{2}] 25 = 2.44 \text{ KN/ml})$$

- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base. (H=24.48m)
- H_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base. (H_z=24.48)

Donc :

$$F_{pk} = 0.30 \times 1 \times 1.30 \times 0.4 \times \left(1 + \frac{3 \times 24.25}{24.25}\right) 2.44 = 1.52 \text{ KN}$$

La condition que l'acrotère puisse résister a cette force est :

$$F_{pk} \leq 1.5Q = 2.25 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc l'acrotère peut résister à la Force F_{pk}

Puisque la force " F_{pk} " peut changer de sens, l'acrotère sera ferraille symétriquement.

- Représentation du ferrailage de l'acrotère :

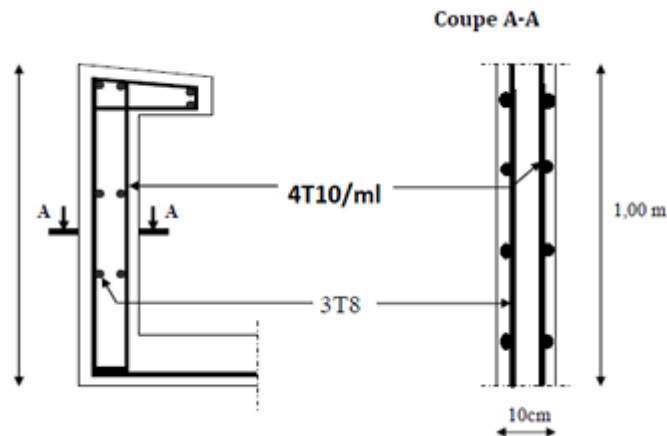


Figure .III. 2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 LES BALCONS :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction.

Dans notre cas on a des balcons en dalle pleine donc il suffit d'étudier un élément en consol ayant une largeur $b = 1\text{m}$ sollicité à une flexion simple en fissuration préjudiciable à l'ELU et L'ELS de la faite que le balcon est exposé aux intempéries.

III.3.1 Evaluation des charges :

a. Charge permanente :

1-Carrelage $\Rightarrow 0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$

2-Lit de sable $\Rightarrow 0,03 \times 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$

3-Poids propre de la dalle $\Rightarrow 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$

4-Mortier de ciment $\Rightarrow 0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$

5-Chappe $\Rightarrow 0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$

$$\Sigma G = 546 \text{ kg/m}^2$$

b. Charge d'exploitation :

$P = 350 \text{ kg/m}^2$ (balcon pour locaux à usage d'habitation)

- **Charge du mur** : d'après cahier de surcharges

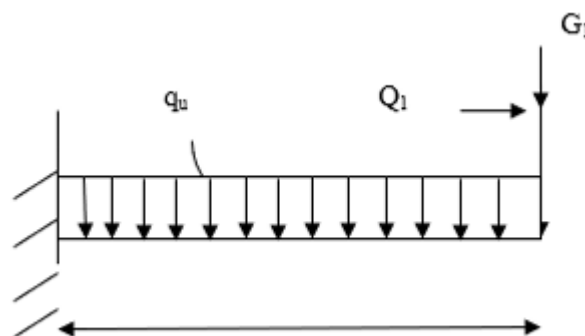
Le mur à 30cm d'épaisseur et de hauteur $h = 1,50\text{m}$.

Q: Poids du mur garde de 30cm d'épaisseur.

ρ : Poids superficiel $\rho = 2,6 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 2,6 \times 0,15 \times 2,00 \times 1 = 0,78 \text{ KN/ml}$$

- **Le Schéma statique de calcul :**



1.4m

III.3.2 Evaluation des moments :

$$M_G = -G \times \frac{L^2}{2} = -5460 \times \frac{1.40^2}{2} = 5350.8 \text{ N.m}$$

$$M_P = -P \times \frac{L^2}{2} = -3500 \times \frac{1.40^2}{2} = -3430 \text{ N.m}$$

$$M_Q = Q \times L = -780 \times 1.40 = 1092 \text{ N.m}$$

III.3.3 Combinaisons fondamentales :**E.L.U :**

$$M_U = 1,35(M_G + M_Q) + 1,5 M_P = 1,35(5350.8 + 1092) + 1,5 \times 3430$$

$$M_U = 13842.78 \text{ N.m}$$

E.L.S :

$$M_S = M_G + M_P + M_Q = 5350.8 + 3430 + 1092$$

$$M_S = 9872.8 \text{ N.m}$$

III.3.4 Calcul du Ferrailage:❖ **E.L.U :**

$$M_U = 13842.78 \text{ N.m}$$

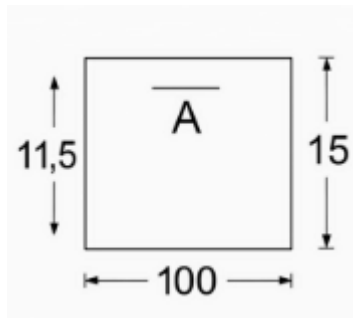


Figure .III. 3 : Section de calcul de balcon

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times f_{bu} \times d^2} = \frac{13842.78}{100 \times 11.33 \times 11.5^2} = 0.092$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 (\text{acier FeE400}) \dots \dots \dots \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,23$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,91$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13842,78}{0,91 \times 11,5 \times 348} = 3,80 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 11,5 \times \frac{1,8}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u, A_{\min}) = 3,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T10} \quad A = 4,52 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

$$\text{Esp} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armature de réparation :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,95 \text{ cm}^2$$

Le choix est de 4T8 $A = 1,41 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

❖ **E.L.S :**

$$M_S = 9872,8 \text{ N.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{13842,78}{9872,8} = 1,40 \\ \frac{\gamma-1}{2} \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,4 \\ \alpha < \frac{\gamma-1}{2} \frac{f_{c28}}{100} = 0,40 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 1,35Q + (1,35G + 1,5P) \times L = 1,35 \times 780 + (1,35 \times 5460 + 1,5 \times 3500) \times 1,4$$

$$T_{\max} = 13674 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{100 \times b \times d} = \frac{13674}{100 \times 100 \times 11,5}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

$\left. \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau} \\ \text{pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$

- Représentation du ferrailage de balcon:

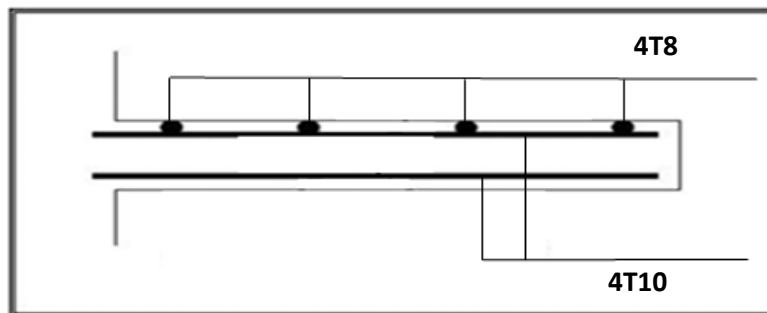


Figure .III. 4: Schéma de ferrailage du balcon.

III.3.ESCALIER :

III.3.1 Introduction :

Un escalier est une suite régulière de marches, ou degrés qui servent à monter ou à descendre. Il permet ainsi de passer d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte un escalier à trois volées ; il est constitué de paillasse, deux paliers de repos.

III.3.2 Définition des éléments d'un escalier :

Nous appelons « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

g : Largeur de la marche.

h : Hauteur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

e₁ : Epaisseur du palier.

e₂ : Epaisseur de la paillasse.

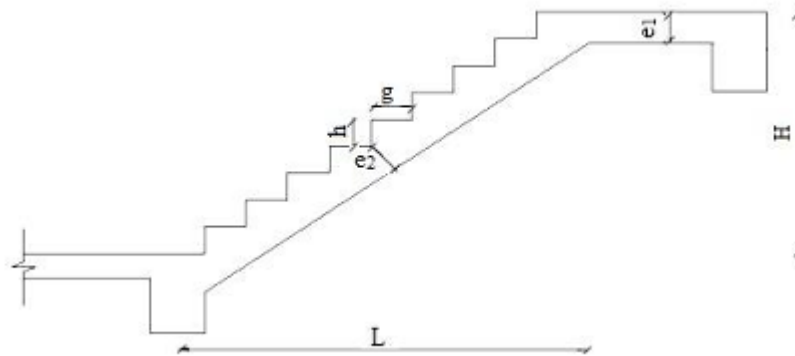


Figure .III.5: Dimensions de l'escalier

III.3.3 Pré dimensionnement de l'escalier :

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner convenablement notre escalier.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm.}$$

Avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : h = 17cm ; g = 30 cm

❖ **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Le nombre des marches et contre marches :**

Nombre de contre marche : $n' = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$

Soit 7 contre marche dans deux volée et 6 contre marche dans la troisième volée.

Nombre de marches : $n = n - 1 = 7 - 1 = 6$ marches.

$$n = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches.}$$

La longueur de la ligne de foulée :

$$L = n \times g = 6 \times 30 = 180 \text{ cm}$$

La portée réelle de la pailasse :

$$H = n \times h = 7 \times 17 = 119 \text{ cm.}$$

$$L' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{180^2 + 119^2} = 215 \text{ cm}$$

Angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\text{Tang } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ$$

L'épaisseur de la pailasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ Avec : } L = 215 \text{ cm} \Rightarrow 7,17 \leq e \leq 10,75$$

On adapte l'épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

III.3.4 Evaluation des charges :

a. Palier :

1) Charges permanentes :

- Carrelage ($e=2\text{cm}$) 0,44KN/m²
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) 0,40KN/m²
- Poids propre du palier ($e=15\text{cm}$) 3,75KN/m²
- Enduit au mortier de liants hydrauliques (2cm) 0.36 KN/m²

$$G_1 = 4,95 \text{ KN/m}^2$$

2) Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

b. Pailasse :

1) Charge permanentes :

- Carrelage ($e=2\text{cm}$) 0,44KN/m²
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) 0,40KN/m²
- Poids propre de la marche $\left(\frac{30 \times 0,17}{2}\right)$ 2,55KN/m²
- Poids propre de la pailasse $\left(\frac{25 \times 0,15}{\cos 33,47^\circ}\right)$ 4,5 KN/m²

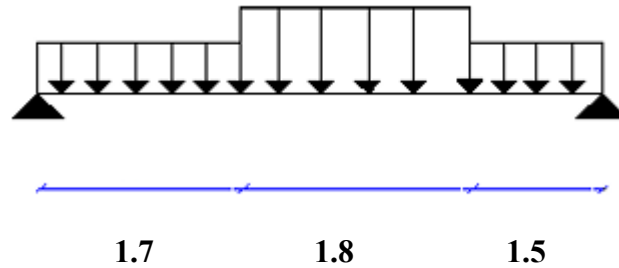
- Garde-corps $1,00\text{KN/m}^2$
- Enduit au mortier de liants hydrauliques (2cm) 0.36 KN/m^2

$$G_2=9,25\text{KN/m}^2$$

2) Charge d'exploitation :

$$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$$

III.3.5 Schéma statique:



III.3.6 Combinaison des charges:

- Paillasse :

$$Q_{u1}=1.35G+1.5Q=((1,35\times 9,25)+(1,5\times 2,5))\times 1,25=20,3\text{KN/ml}$$

$$Q_{s1}=G+Q=(9,25+2,5)\times 1,25=14,69\text{KN/ml}$$

- Palier :

$$Q_{u2}=1.35G+1.5Q=(1,35\times 4,95)+(1,5\times 2,5)\times 1,25=13,04\text{KN/ml}$$

$$Q_{s2}=G+Q=(4,95+2,5)\times 1,25=9,31\text{KN/ml}$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
ELU	13.04	20,3
ELS	9.31	14,69

Tableau .III. 1 : Charge à l'ELU et l'ELS.

E.L.U :

a) Réactions des appuis :

$$\sum F/y=0\Rightarrow R_A+R_B=(20,3\times 1.8)+13.04(1.7+1.5)=78.27\text{KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow R_A \times 5 - (20,3 \times 1,8) \times \left(\frac{1,8}{2} + 1,5\right) - (13,04 \times 1,7) \times \left(\frac{1,7}{2} + 3,3\right) - (13,04 \times \frac{1,5^2}{2}) = 0$$

$$R_A = 38,87 \text{ KN et } R_B = 39,4 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 1,7\text{m}$		$T(x) = R_A - qu_2 x$ $\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(x) = R_A = 38,87 \\ x = 1,7 \Rightarrow T(x) = 16,7 \text{ KN} \end{cases}$	$M(x) = R_A \cdot x - qu_2 \frac{x^2}{2}$ $x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$ $x = 1,7 \Rightarrow M(x) = 47,24 \text{ KN.m}$
$1,7 \leq x \leq 3,5\text{m}$		$T(x) = R_A - qu_2 \cdot 1,7 - qu_1(x - 1,7)$ $\begin{cases} x = 1,7 \Rightarrow T(x) = 16,7 \text{ KN} \\ x = 3,5 \Rightarrow T(x) = -19,84 \text{ KN} \end{cases}$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,52\text{m}$	$M(x) = R_A \cdot x - qu_2 \cdot 1,7(x - \frac{1,7}{2}) - qu_1 \left(\frac{(x - 1,7)^2}{2}\right)$ $x = 1,7 \Rightarrow M(x) = 47,24 \text{ KN.m}$ $x = 3,5 \Rightarrow M(x) = 44,41 \text{ KN.m}$ $M(x) = M(2,52) = 28,05 \text{ KN.m}$
$3,5 \leq x \leq 5\text{m}$		$T(x) = R_A - qu_2 \cdot 1,7 - qu_1 \cdot 1,8 - qu_2(x - 3,5)$ $\begin{cases} x = 3,5 \Rightarrow T(x) = -19,84 \text{ KN} \\ x = 5 \Rightarrow T(x) = -39,4 \text{ KN} \end{cases}$	$M(x) = R_A \cdot x - qu_2 \cdot 1,7(x - \frac{1,7}{2}) - qu_1 \cdot 1,8(x - (\frac{1,8}{2} + 1,7)) - qu_2 \left(\frac{(x - 3,5)^2}{2}\right)$ $x = 3,5 \Rightarrow M(x) = 44,41 \text{ KN.m}$ $x = 5 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m}$

Tableau .III. 2: L'effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

Remarque : Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0,3M_{max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0,85M_{max}$

Donc :

$$M_a = -0,3 \times 47,24 = 14,17 \text{ KN.m}$$

et

$$M_t = 0,85 \times 47,24 = 40,15 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

1) Réactions des appuis :

$$R_A + R_B = 56,234 \text{ KN/ml}$$

$$R_A = 27,92 \text{ KN/ml et } R_B = 28,31 \text{ KN}$$

x (m)	Effort Tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN.m)	T max (KN)	M max (KN.m)	Moment sur appuis (Ma=0.3Mmax)	Moment en travée (Mt=0.85Mmax)
0	27.92	0	28.31	34.01	10.20	28.91
1.7	12.09	34.01				
3.5	-14.35	31.98				
5	-28.31	0				

Tableau .III. 3: Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

Conclusion :

(E.L.U) :

$$M_t \text{ max} = 40.15 \text{ KN.m}$$

$$M_a \text{ max} = 14.17 \text{ KN.m}$$

$$T \text{ max} = 38,87 \text{ KN}$$

(E.L.S) :

$$M_t \text{ max} = 28.91 \text{ KN.m}$$

$$M_a \text{ max} = 10.20 \text{ KN.m}$$

$$T \text{ max} = 28.31 \text{ KN}$$

Calcul de ferrailage :

❖ **L'E.L.U :**

a. En travée :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=15cm et le calcul se fait à la flexion simple.

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400\text{MPa}.$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40.15 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.155 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.212$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.915$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{40.15 \times 10^6}{0.915 \times 13.5 \times 348 \times 10^3} \quad A = 9.34 \text{ cm}^2$$

1) Condition De Non Fragilité :

La condition de non fragilité est définie par le règlement BAEL.

$$A_{\min} = 0,23 \times b.d. \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

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

Choix :

$$A = \max (A_u, A_{\min}) = 9,34 \text{ cm}^2$$

On prend : 9T12 A = 10,18 cm²

2) Espacement :

$$\text{Esp} \leq \frac{100}{9} = 11,11$$

Nous prenons : esp = 15 cm

3) Armature de réparation :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de **6T8 A=3,02cm²** avec St=20cm.

b. En appuis :

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{14,17 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,055 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,071$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A = \frac{14,17 \times 10^6}{0,97 \times 13,5 \times 348 \times 10^3} \quad A = 3,08 \text{ cm}^2$$

1) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité est définie par le règlement BAEL.

$$A_{\min} = 0,23 \times b.d. \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min}=1.63 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$A = \max (A_u, A_{\min})=3.08 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T10 A =3.14 cm²

2) Espacement :

$$\text{Esp} \leq \frac{100}{4}=25$$

Nous prenons : esp = 25 cm

3) Armature de réparation :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 0.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de **2T8 A=1.01cm²** avec St=50cm.

L'E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

a. En travée :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{40.15}{28.91} = 1.39$$

$\alpha = 0,212 < 0,44 \rightarrow$ Condition vérifiée.

b. En appui :

$\alpha = 0,071 < 0,44 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification des efforts tranchants :

$$T_{max} = 38.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = 0.029$$

$$\tau_l = \min \left(\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.6 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.029 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3.6 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Calcul de Poutre palier :

- **Pré dimensionnement :**

- ❖ $L/15 \leq h \leq L/10$

- ❖ $0.4h \leq b \leq 0.8h$

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : partie libre $L = 4.90$ m

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

Soit : $32 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$

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

Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

$$16 \leq b \leq 32$$

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

Conditions du R.P.A 2024 :

$$h=40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

$$b=30\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

$$h/b = 1.33 < 4 \dots\dots\dots (\text{Vérifiée}).$$

Donc : la section de la poutre palière est $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poids propre de la poutre palier : $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

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

- Réaction du palier (ELU) : 38.87 KN/ml .
- Réaction du palier (ELS) : 28.31 KN/ml .

Réaction du palier sur la poutre :

On a:

$$q_u = 1.35 \times 3 + 1.5 \times 2.5 + 38.87 = 46.67 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = 3 + 2.5 + 28.31 = 31.75 \text{ KN/m}$$

	E.L.U	E.L.S
$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$	140.07	95.29
$M_t = 0,85 \cdot M_0$	119.06	81
$M_a = 0,3 \cdot M_0$	42.02	28.59
$T_x = \frac{q_u \cdot l}{2}$	114.34	77.79

Calcul du ferrailage :**a. E.L.U :**

On a : $b=30\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $d=0.9xh=0.9x40=36\text{cm}$

- En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{119.06 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.7} = 0.208 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.295$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.882$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{119.06 \times 10^3}{0.882 \times 36 \times 348} \quad A_s = 10.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u, A_{min}) = 10.77 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix : **7T14 A=10.78cm²**

- En appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{42.02 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14.7} = 0.074 < \mu_1 = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.969$$

$$A_s = \frac{M_a \max}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.02 \times 10^3}{0.969 \times 36 \times 348} \quad A_s = 3.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u, A_{\min}) = 3.46 \text{ cm}^2$$

On Choix : **5HA10** $A = 3.93 \text{ cm}^2$

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

• **En travée :**

$$\gamma = 1.47$$

$$\alpha = 0,295 < 0,44 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appui :**

$$\alpha = 0,077 < 0,44 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérifications des armatures minimales :

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } 10.78 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 3.93 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\varphi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = 11.43 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = 30 \text{ mm} \\ \varphi_l = 12 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{Soit } \varphi = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA10 ;

$$A_t = 4 \text{ HA10 cm}^2 \text{ exigence du (RPA 2024)}$$

Calcul de l'espacement :

$$\delta_t \leq \text{Min} \begin{cases} \min (0,9d , 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} \\ \frac{A_t \cdot 0.3 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \end{cases} \quad \text{Soit : } \delta t = 15 \text{ cm.}$$

- Représentation du ferrillage de l'escalier :

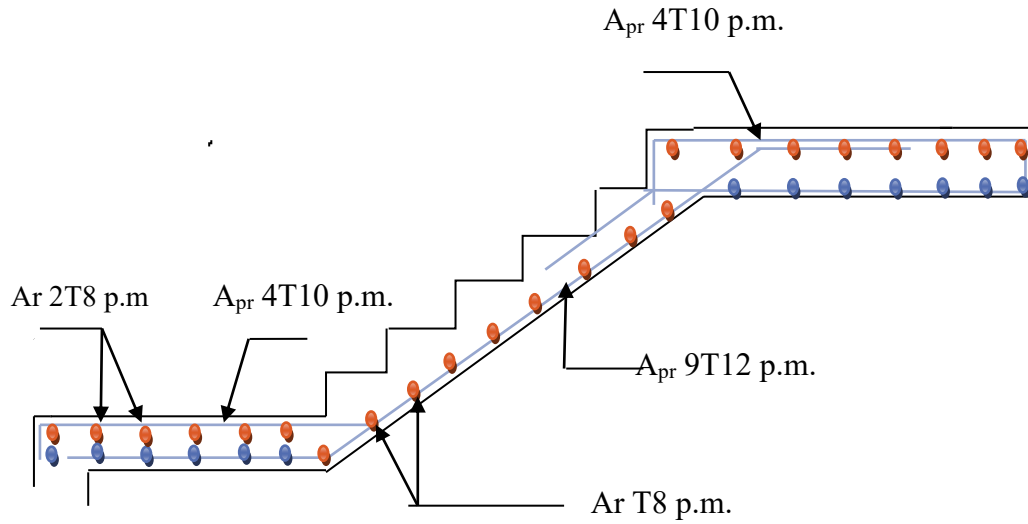


Figure . III.6: Schéma de escalier

Chapitre 04

Chapitre 04 : Etude des planchers

IV.1 INTRODUCTION :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, dans notre bâtiment, on adopte un seul types de plancher (Plancher à corps creux). Le calcul sera fait pour les éléments suivant :

- Poutrelles ;
- Dalle de compression de 4cm.

IV.2 PLANCHER A CORPS CREUX :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x60) cm³, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

IV.2.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

IV.2.1.1 Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{430}{25} \leq h_t \leq \frac{430}{20} \Rightarrow 17.2 \leq h_t \leq 21.5 \Rightarrow \begin{cases} h = 16cm; h_0 = 4cm \\ b = 65cm; b_0 = 10cm \\ c = \frac{b-b_0}{2} = 27.5cm \end{cases}$$

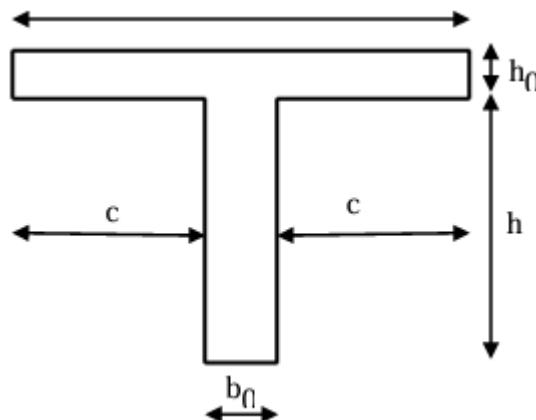
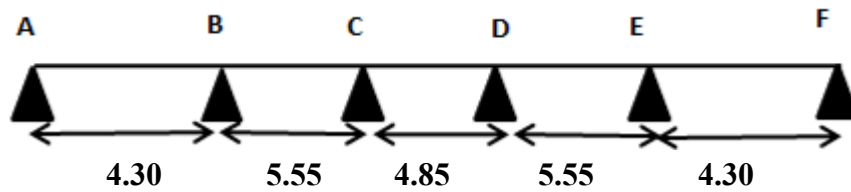


Figure . IV. 1 Section de la poutrelle

Différent types de poutrelles :

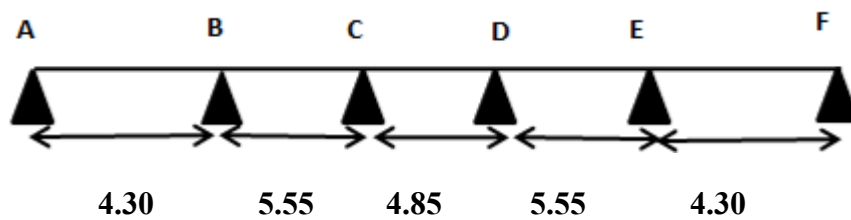
- **Plancher terrasse inaccessible** : on a un type de poutrelles :

Type : poutrelle sur 6 appuis à 5 travées :

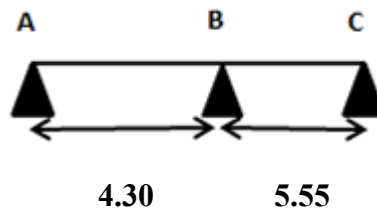


- **Plancher étage courant** : on a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 6 appuis à 5 travées :



Type 2 : poutrelle sur 3 appuis à 2travées :



IV.2.1.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure

- ❖ **Les charges :**

$$\begin{cases} G = 6.376\text{KN/m}^2 ; Q = 1.5\text{KN/m}^2 \\ G = 5.34\text{KN/m}^2 ; Q = 1.5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Plancher terrasse :**

$$G=6.376 \times 0.65=4.144 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \times 0.65=0.975\text{KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant + RDC :**

$$G=5.34 \times 0.65=3.471 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \times 0.65=0.975\text{KN/m}^2$$

- ❖ **Les surcharges :**

- **Plancher terrasse :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 7.057 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 5.119 \text{ KN/m}^2$$

• **Plancher étage courant + RDC :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 6.148 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.446 \text{ KN/m}^2$$

Désignation	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Terrasse	7.057	5.119
Etage+RDC	6.148	4.446

Tableau IV. 1: Les combinaisons d'action.

IV.2.2 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des sollicitations dans les poutrelles continues en béton armé peut être effectué en utilisant les méthodes suivantes :

- Méthode de forfaitaire applicable pour les planchers a surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.
- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers a surcharge modérée mais— qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers a surcharge modérée.

Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode de forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

IV.2.2.1 Méthode forfaitaire (BAEL (Annexe E1)) :

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. (**I=constant**)
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration peu nuisible.

Principe de la méthode :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison »
- M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée.
- M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée.
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs des moments M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

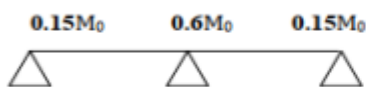
$$1) M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right. \text{ dans le cas général}$$

$$2) M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans le cas d'une travée}$$

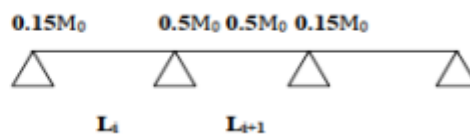
$$3) M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

En appuis:

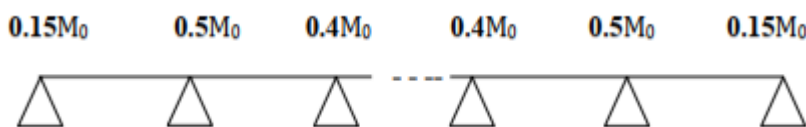
Cas de 02 travées :



Cas de 03 travées :



Pour à plus de 3 travées :



Les efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec : 15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

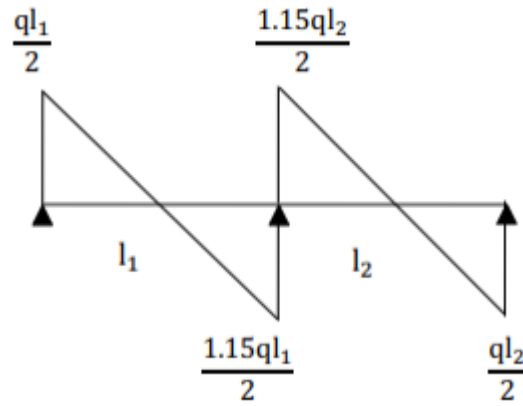


Figure .IV .2 :Effort tranchant d’une poutre à de 2 travées

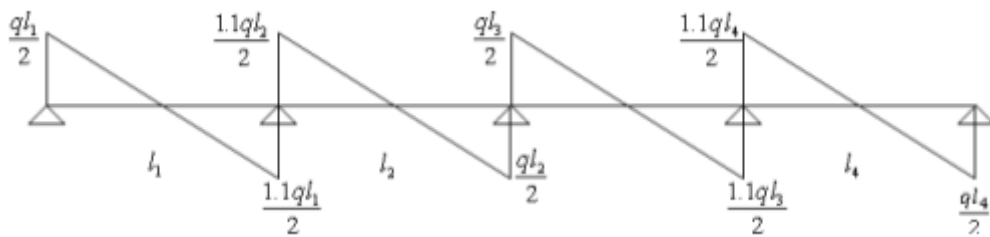


Figure .VI 3: Effort tranchant d’une poutre à plus de 2 travées

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \max (2G; 5\text{KN/m}^2)$

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.376 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max (2 \times 6.376 ; 5\text{KN/m}^2) = \max (12.75 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 12.75 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Plancher étage courant : $G = 5.34 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max (2 \times 5.34 ; 5\text{KN/m}^2) = \max (10.68 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 10.68 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Les moments d’inerties elles sont constantes.

3) Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{430}{555} = 0.77 \leq 1.25 \dots\dots \text{condition Non vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{555}{485} = 1.14 \leq 1.25 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{485}{555} = 0.87 \leq 1.25 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{555}{430} = 1.29 \leq 1.25 \dots\dots \text{condition Non vérifiée.}$$

- Les 1^{ère} et 4^{ème} condition n'est pas vérifiée.

VI. 2.2.2 Méthode de Caquot [2] : BAEL 91 (Annexe E.2)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot.

La variation des moments d'inertias des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Application de la méthode :

Moment sur appuis : BAEL91 (article E.2.2.1)[2]

$$M_a = \frac{(q'g \times \tilde{L}^3) + (q'd \times \tilde{L} \tilde{d}^3)}{0.8(\tilde{L}g + \tilde{L}d)} \dots\dots\dots (\text{BAEL. Art. L.III.3})$$

Tel que :

$$\tilde{L}, \tilde{L} d : \text{Longueurs fictives gauche et à droite} = \begin{cases} 0.8 L (\text{Travée intermédiaire}) \\ L (\text{Travée de rive}) \end{cases}$$

q'g, q'd Chargement à gauche et à droit de l'appui respectivement.

Moment en travée : BAEL91 (article E.2.2.1) [2]

$$M_t = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

Avec:
$$\begin{cases} M_0(x) = q \cdot \frac{x}{2} (L - x) \\ x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q - L} \end{cases}$$

Effort tranchant : BAEL91 (Article E.2.2.3)

Les efforts tranchant sont déterminés en utilise la méthode de la RDM :

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$T_e = - \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

M_g : Moment sur l'appui de droit de la travée considérée.

M_g: Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

L : portée de la travée.

VI. 2.2.3 Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanent minorée.

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Choix de la Méthode de calcul des sollicitations :

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

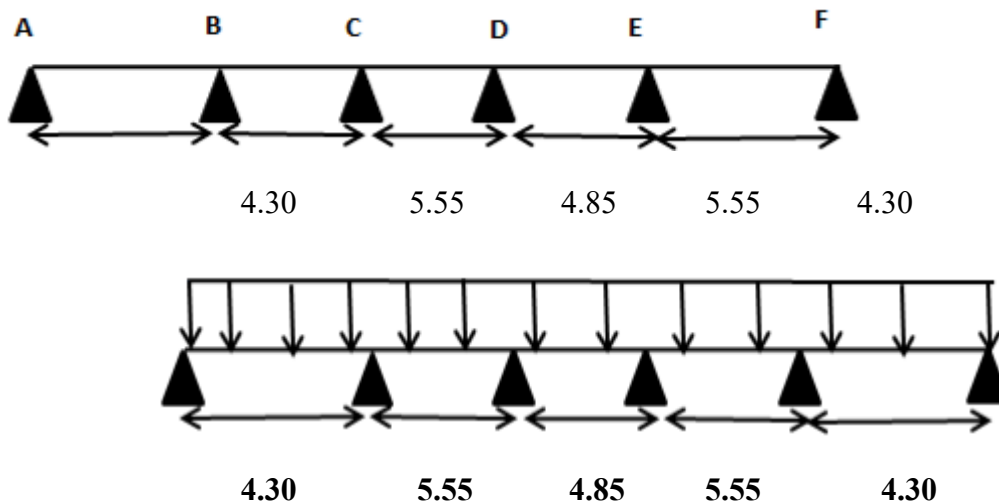
Type de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire.	Vérification.	Méthode adoptée.
Type 1.2	$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	Non vérifiées	Méthode de Caquot minorée
Type 3	$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	Non vérifiées	Méthode de Caquot minorée

Tableau .VI. 2: Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

VI. 2.3 Calcul des sollicitations des poutrelles :

Plancher terrasse :

Type 01:



Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments.

A titre d'exemple on prend cas pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot:

$$G = 6.376 \text{KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

ELU :

- Calcul les moments aux appuis :

a) Appui de rive:

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 6.376 = 4.25 \text{ KN/ml}$$

$$qu' = (1.35 G' + 1.5 Q) b = (1.35 \times 4.25 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.19 \text{ KN/ml}$$

$$qs' = (G' + Q) b = (4.25 + 1.5) \times 0.65 = 3.74 \text{ KN/ml}$$

Appuis A et F :

$M_A = M_F = 0$ les moments fictifs

$$M_A = M_F = -0.15 M_0$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{qu' \times L^2}{8}$$

ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{5.19 \times 4.3^2}{8} = 12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0 = \frac{5.19 \times 4.3^2}{8} = 12 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 12 \text{ KN. m}$$

$$M_a = M_F = 0$$

ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{3.74 \times 4.3^2}{8} = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_0 = \frac{3.74 \times 4.3^2}{8} = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 8.64 \text{ KN. m}$$

$$M_a = M_F = 0 \quad \mathbf{q'u \times Lg'^3 + q'd \times Ld'^3}$$

b. Appuis intermédiaires :

$$M_a = - \frac{q'u \times Lg'^3 + q'd \times Ld'^3}{8.5(Lg' + Ld')}$$

Travée	L (m)	L'g (m)	L'd (m)	q'u (KN/ml)	qs (KN/ml)	M _{au} (KN/ml)	M _{as} (KN/ml)
A	4.30	0	4.3	5.19	3.74	0	0
B	5.55	4.30	4.44	5.19	3.74	-11.67	-8.41
C	4.85	4.44	3.88	5.19	3.74	-10.71	-7.72
D	5.55	3.88	4.44	5.19	3.74	-10.71	-7.72
E	4.30	4.44	4.3	5.19	3.74	-11.67	-8.41
F	/	4.3	0	5.19	3.74	0	0

Tableau. VI.3 : Les moments sur appuis intermédiaires (Plancher terrasse).

2. Calcul des Moments en travée et l'effort tranchant :

Moments en travée :

Travée AB : Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$M_0(x) = q \cdot \frac{x}{2} (L-x)$$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on aura a considérées la charge permanente G.

ELU: Soit :

$$qu = (1.35 G + 1.5 Q) b = (1.35 \times 6.376 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 7.06 \text{ KN/m}$$

$$x = \frac{4.3}{2} - \frac{(-11.67) - 0}{4.3 \times 7.06} = 2.53 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 7.06 \times \frac{2.53}{2} (4.3 - 2.53) = 15.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 15.81 + 0 \left(1 - \frac{2.53}{4.3}\right) + (-11.67) \times \frac{2.53}{4.3} = 8.94 \text{ KN.m}$$

Calcul les efforts tranchants :

Travée AB :

$$V_{AB} = + \frac{7.06 \times 4.3}{2} - \frac{-0 - (-11.67)}{4.3} = 12.46 \text{ KN}$$

$$V_{AB} = - \frac{7.06 \times 4.3}{2} - \frac{-0 - (-11.67)}{4.3} = -17.89 \text{ KN}$$

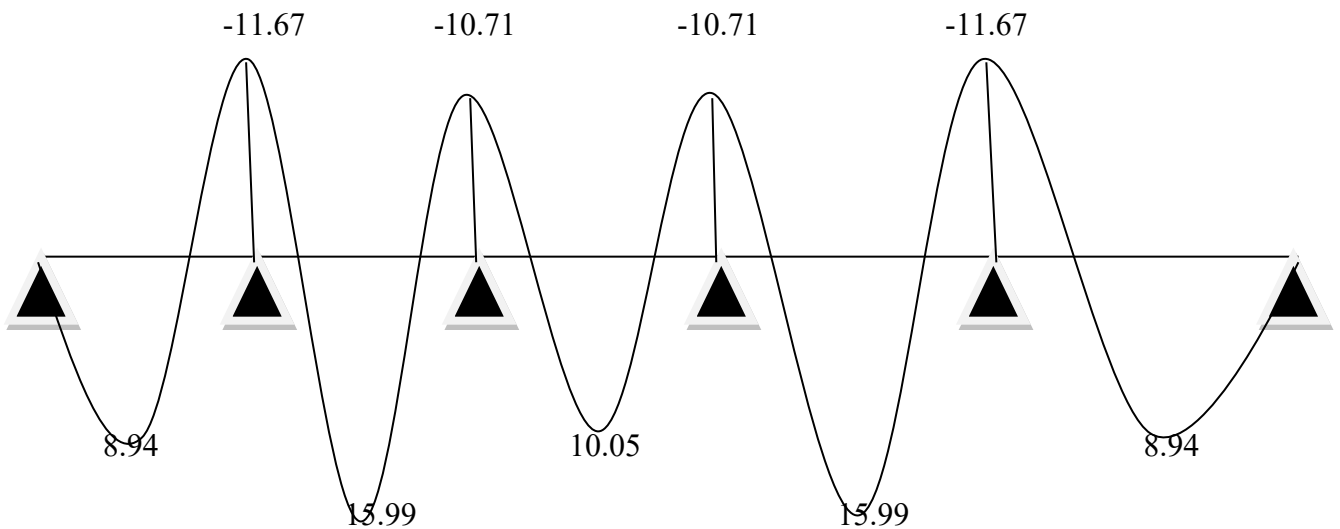
Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	7.06	0	-11.67	2.53	15.81	8.94	12.46	-17.89
BC	5.55	7.06	-11.67	-10.71	2.80	27.18	15.99	19.76	-19.42
CD	4.85	7.06	-10.71	-10.71	2.42	20.76	10.05	17.12	-17.12
DE	5.55	7.06	-10.71	-11.67	2.75	27.18	15.99	19.42	-19.76
EF	4.3	7.06	-11.67	0	2.53	15.81	8.94	17.89	-12.46

Tableau . VI.4: Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type 1 cas 1)

ELS :

Travée	L (m)	qs (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	5.12	0	-8.41	2.53	11.46	6.51	9.05	-12.96
BC	5.55	5.12	-8.41	-7.72	2.80	19.71	11.65	14.33	-14.08
CD	4.85	5.12	-7.72	-7.72	2.42	15.05	7.33	12.42	-12.42
DE	5.55	5.12	-7.72	-8.41	2.75	19.71	11.65	14.08	-14.33
EF	4.3	5.12	-8.41	0	2.53	11.46	6.51	12.96	-9.05

Tableau . VI.5: Sollicitation a l'ELS (Plancher terrasse type 1 cas 1)



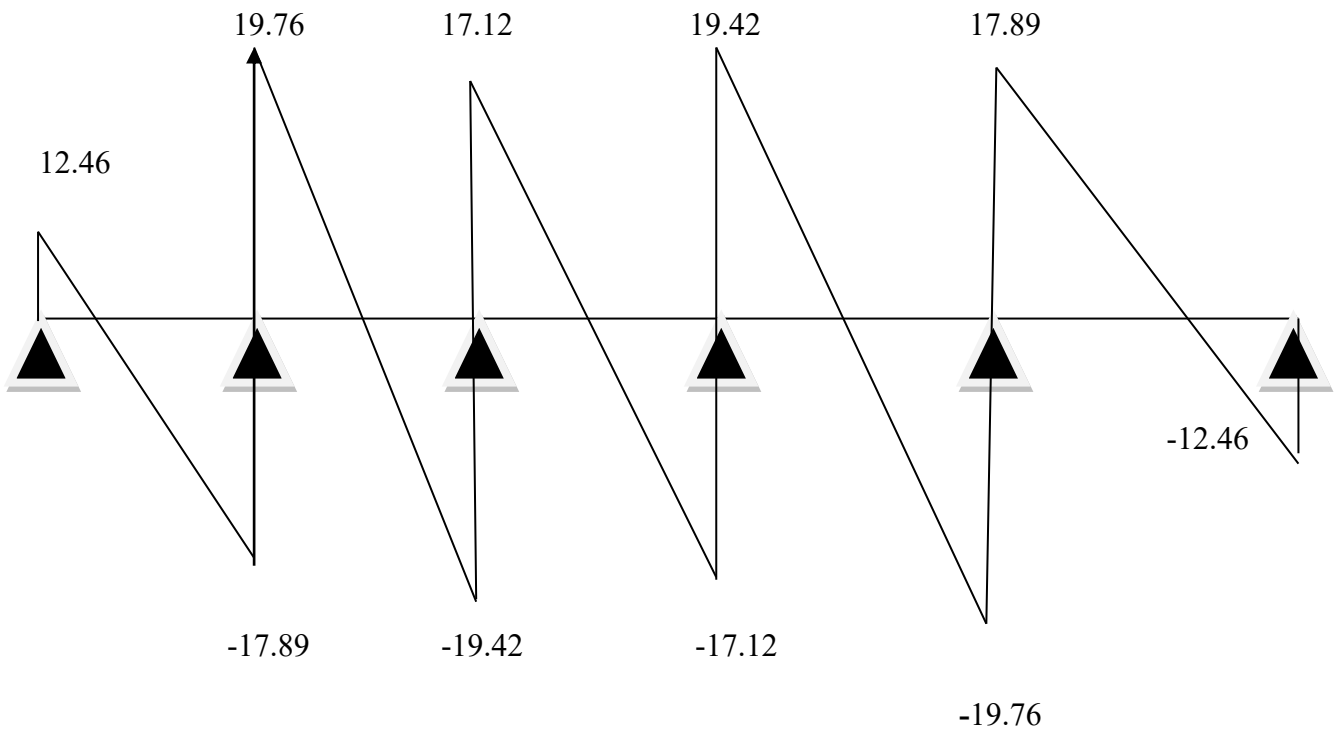
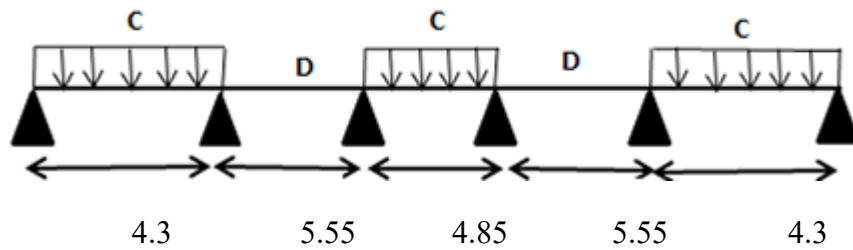


Figure. VI. 4: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de cas 1

Cas 2 :



ELU:

Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	7.06	0	-9.95	1.82	15.93	11.72	12.86	-17.49
BC	5.55	5.59	-9.95	-8.90	2.81	21.52	12.10	15.70	-15.32
CD	4.85	7.06	-8.90	-8.90	2.42	20.76	11.86	17.12	-17.12
DE	5.55	5.59	-8.90	-9.95	2.74	21.52	12.10	15.32	-15.70
EF	4.3	7.06	-9.95	0	2.48	15.93	11.72	17.49	-12.86

Tableau .VI.6: Sollicitation a l'ELU (plancher terrasse type 1 cas 2)

ELS :

Travée	L (m)	qs (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	5.12	0	-7.25	1.82	11.55	8.48	9.32	-12.69
BC	5.55	4.14	-7.25	-6.50	2.81	15.94	7.78	11.62	-11.35
CD	4.85	5.12	-6.50	-6.50	2.42	15.05	8.55	12.42	-12.42
DE	5.55	4.14	-6.50	-7.25	2.74	15.94	7.78	-11.35	-11.62
EF	4.3	5.12	-7.25	0	2.48	11.55	8.48	12.69	-9.32

Tableau. VI.7: Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type 1 cas 2)

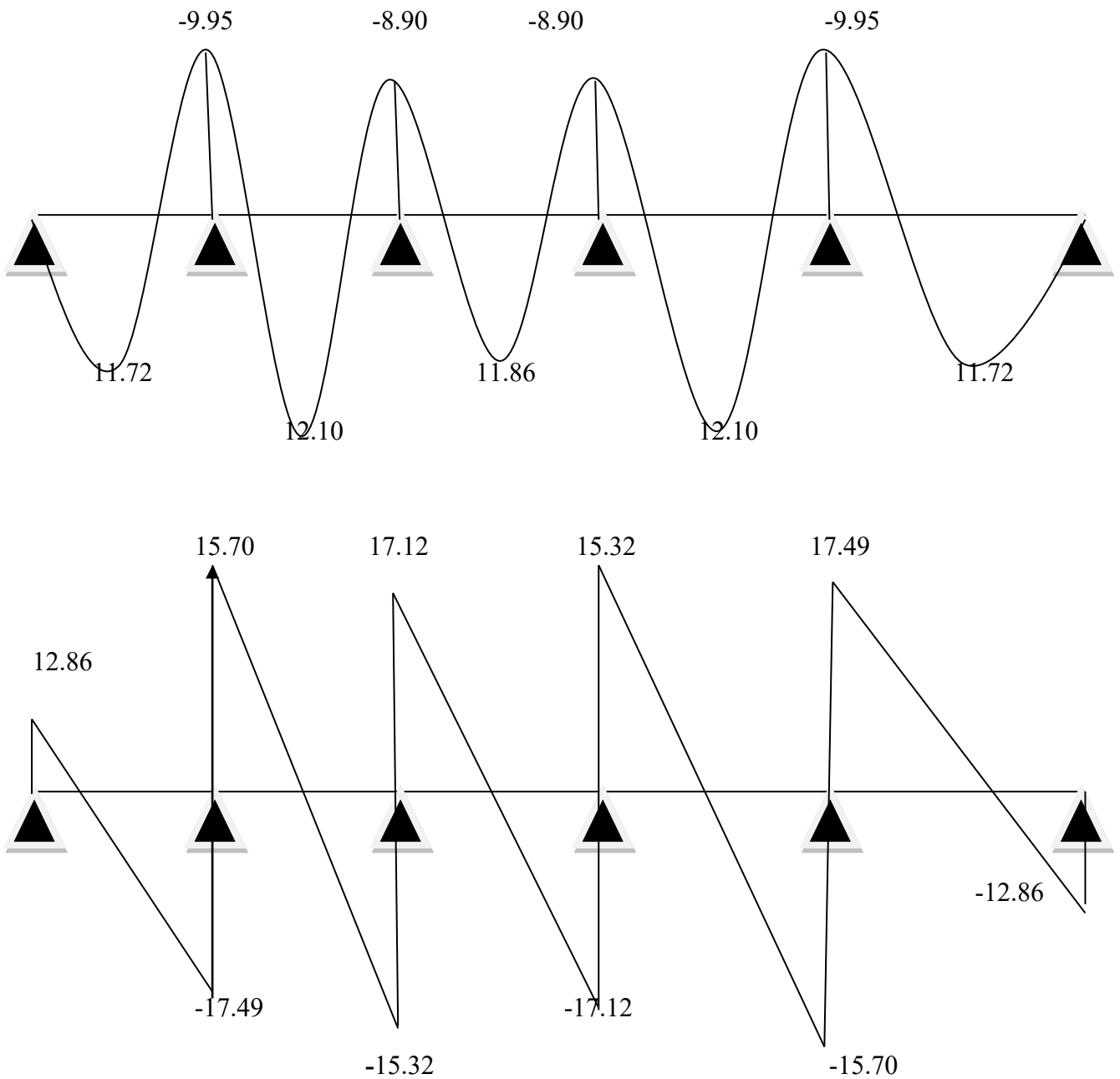
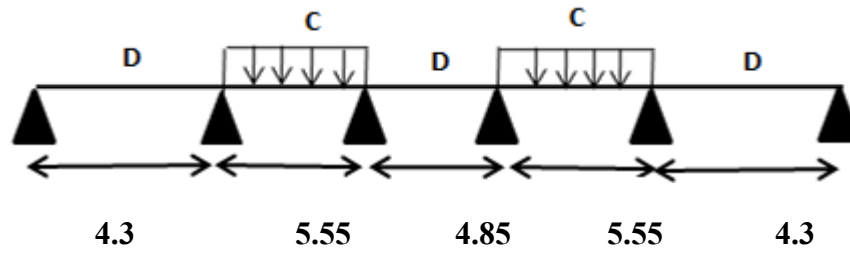


Figure .IV.5: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de cas2 terrasse cas 3

Cas 3 :



ELU :

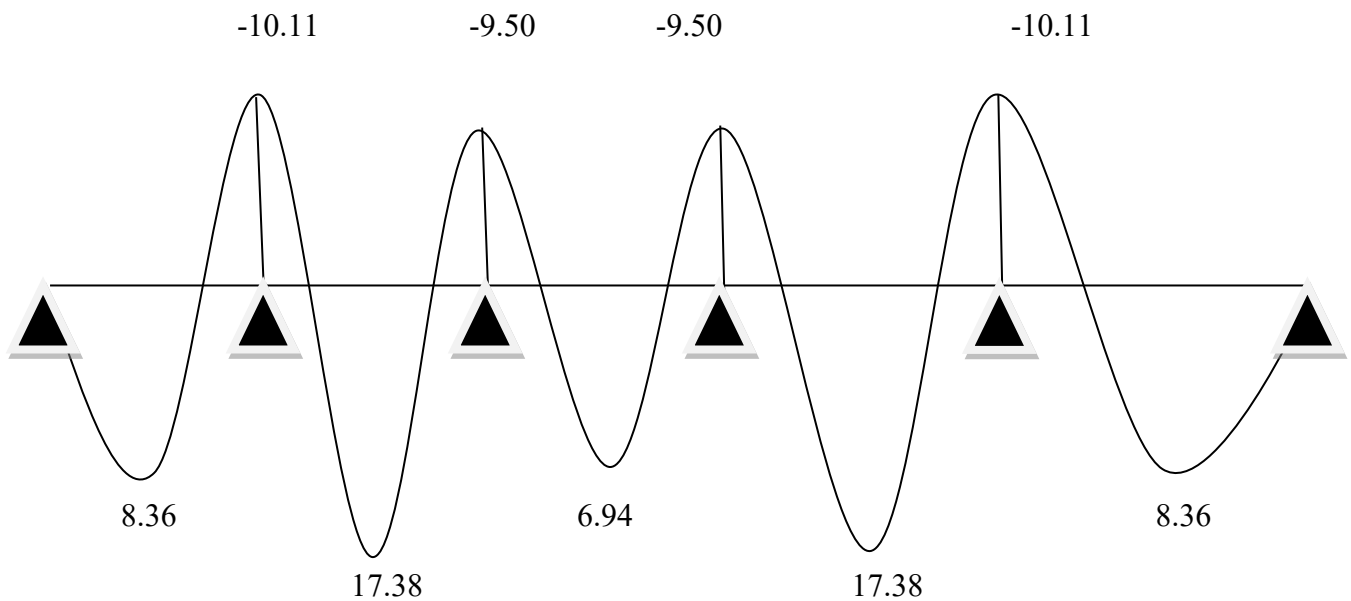
Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	5.59	0	-10.11	1.73	12.43	8.36	9.67	-14.37
BC	5.55	7.06	-10.11	-9.50	2.79	27.18	17.38	19.70	-19.48
CD	4.85	5.59	-9.50	-9.50	2.42	16.44	6.94	13.55	-13.55
DE	5.55	7.06	-9.50	-10.11	2.76	27.18	17.38	19.48	-19.70
EF	4.3	5.59	-10.11	0	2.57	12.43	8.36	14.37	-9.67

Tableau. IV.8: Sollicitation a l'EL (plancher terrasse type 1 cas 3)

ELS :

Travée	L (m)	qs (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	4.14	0	-7.36	1.73	9.20	6.24	7.19	-10.61
BC	5.55	5.12	-7.36	-6.91	2.79	19.71	11.17	14.29	-14.13
CD	4.85	4.14	-6.91	-6.91	2.42	12.17	5.26	10.04	-10.04
DE	5.55	5.12	-6.91	-7.36	2.76	19.71	11.17	14.13	-14.29
EF	4.3	4.14	-7.36	0	2.57	9.20	6.24	10.61	-7.19

Tableau. VI.9: Sollicitation a l'ELS (plancher terrasse type 1 cas 3)



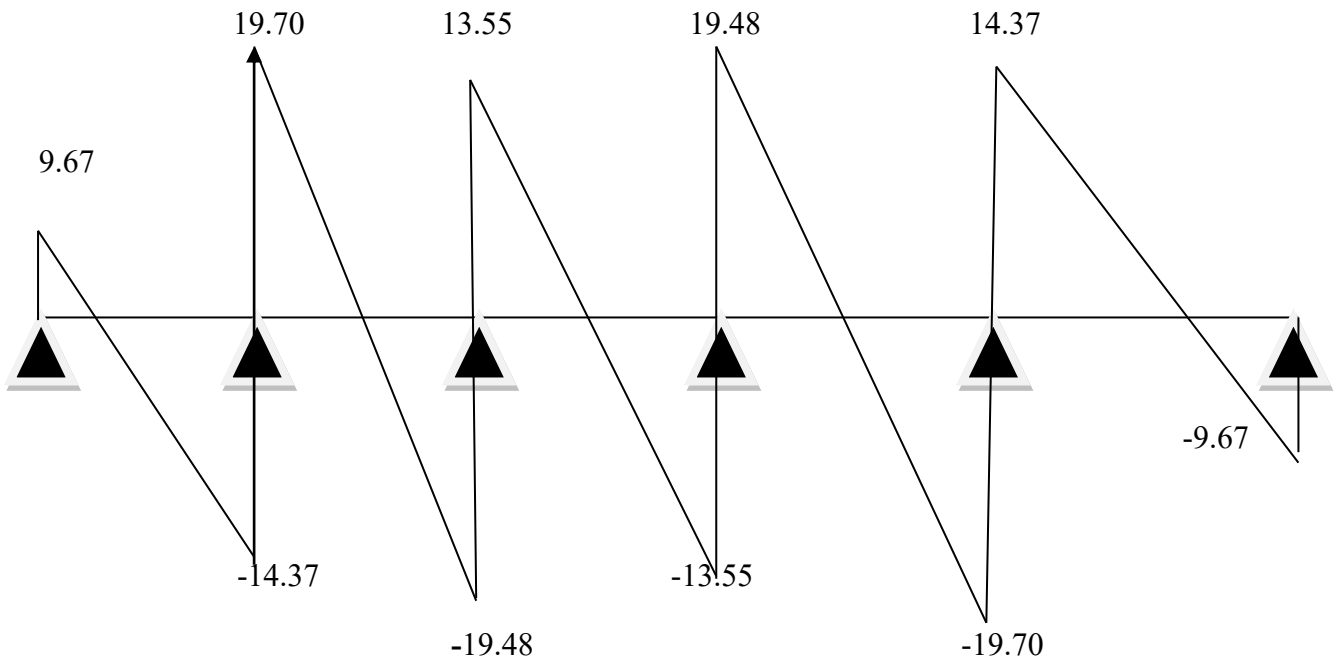
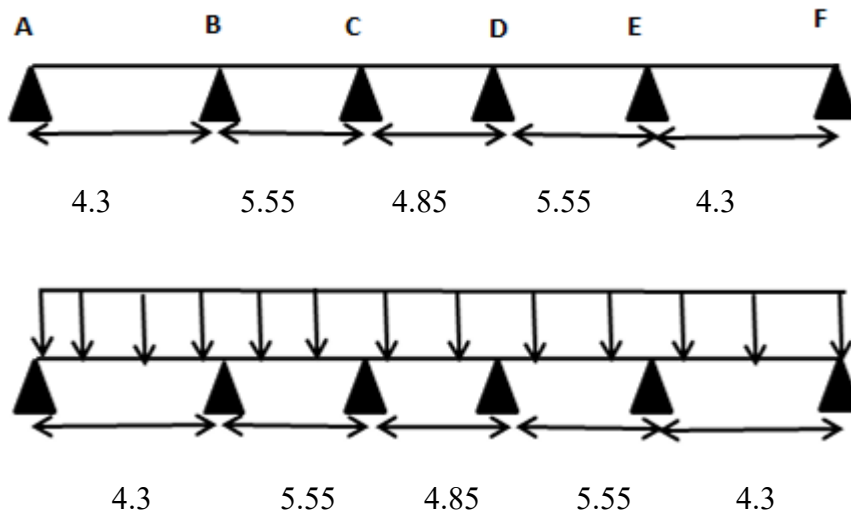


Figure. VI.6: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU (cas 3 type de terrasse)

b/Plancher étage courant +RDC:

Type 01:

cas1:



$G = 5.34\text{KN/m}^2 ; Q = 1.5\text{KN/m}^2$

ELU :

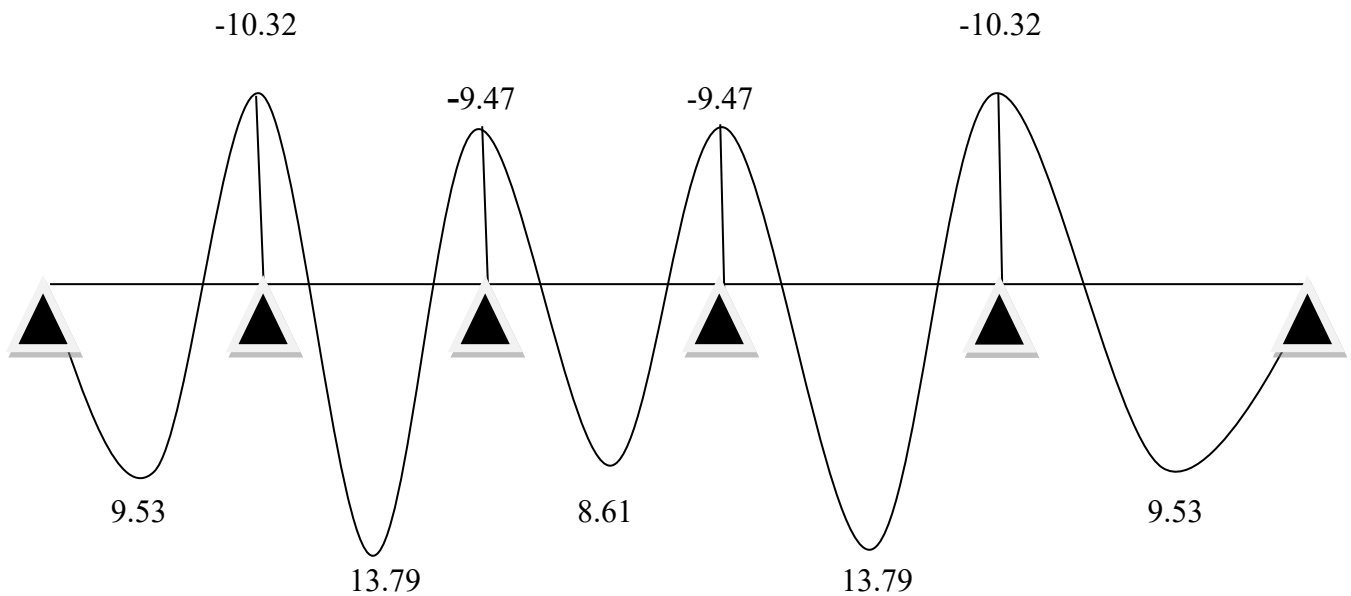
Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	6.15	0	-10.32	1.76	13.75	9.53	10.82	-15.62
BC	5.55	6.15	-10.32	-9.47	2.80	23.68	13.79	17.22	-16.91
CD	4.85	6.15	-9.47	-9.47	2.42	18.08	8.61	14.91	-14.91
DE	5.55	6.15	-9.47	-10.32	2.75	23.68	13.79	16.91	-17.22
EF	4.3	6.15	-10.32	0	2.54	13.75	9.53	15.62	-10.82

Tableau. VI.10: Sollicitation a l'ELU (étage courant +RRDC type 1 cas 1)

ELS :

Travée	L (m)	qs (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	4.45	0	-7.40	1.76	9.95	6.92	7.85	-11.29
BC	5.55	4.45	-7.40	-6.79	2.80	17.13	10.04	12.46	-12.24
CD	4.85	4.45	-6.79	-6.79	2.42	13.08	6.29	10.79	-10.79
DE	5.55	4.45	-6.79	-7.40	2.75	17.13	10.04	12.24	-12.46
EF	4.3	4.45	-7.40	0	2.54	9.95	6.92	11.29	-7.85

Tableau. VI.11 Sollicitation a l'ELS (étage courant +RRDC type 1 cas 1)



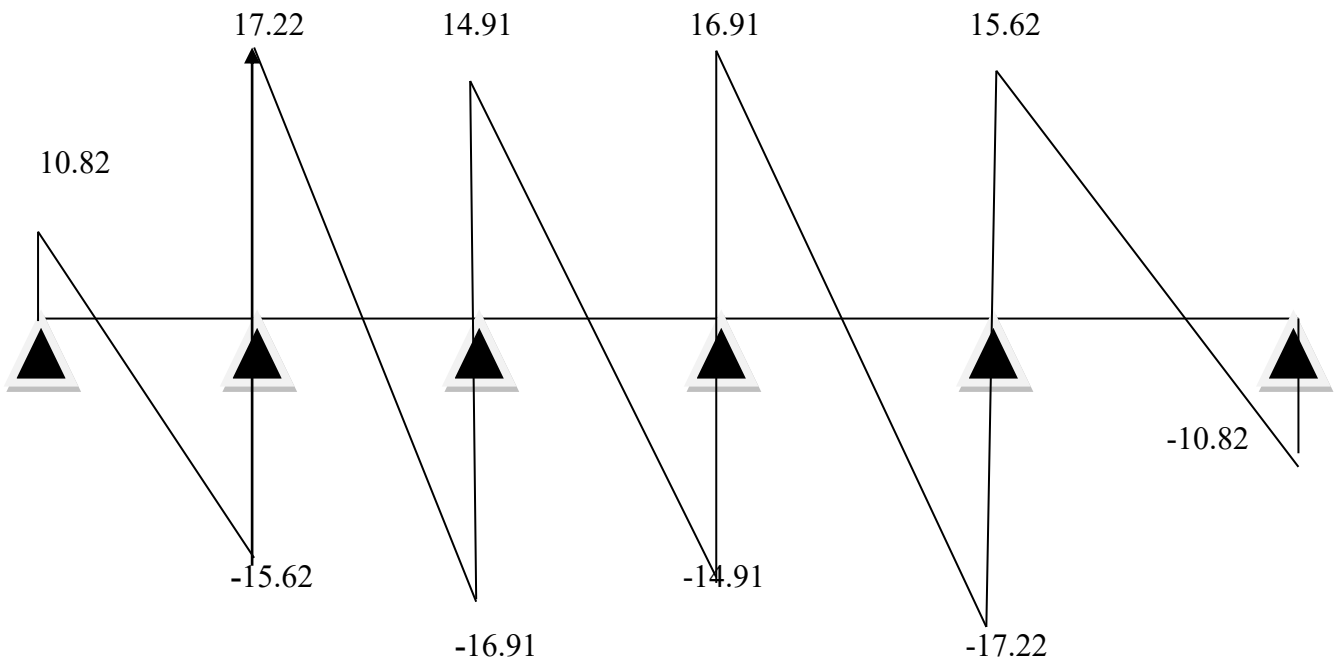
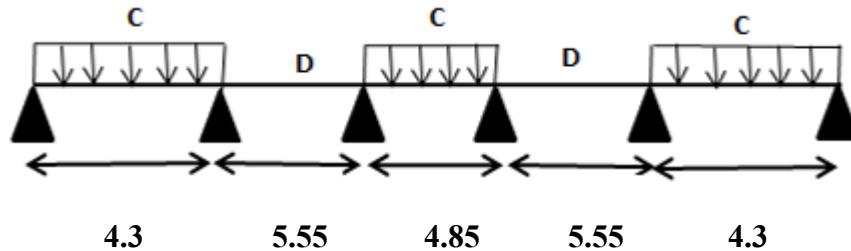


Figure. VI.7 Diagramme des Moment et effort tranchant à l'ELU (cas1 type 1 étage courant)

Cas 2 :



ELU:

Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	6.15	0	-8.59	1.82	13.88	10.24	11.22	-15.22
BC	5.55	4.68	-8.59	-7.65	2.81	18.02	9.90	13.16	-12.82
CD	4.85	6.15	-7.65	-7.65	2.42	18.08	10.43	14.91	-14.91
DE	5.55	4.68	-7.65	-8.59	2.74	18.02	9.90	12.82	-13.16
EF	4.3	6.15	-8.59	0	2.48	13.88	10.24	15.22	-11.22

Tableau. IV.12 : Sollicitation à l'ELU (étage courant +RRDC Cas2 type 1)

ELS :

Travée	L (m)	qs (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	4.45	0	-6.24	1.82	10.04	7.40	8.12	-11.01
BC	5.55	3.47	-6.24	-5.58	2.81	13.36	7.45	9.75	-9.51
CD	4.85	4.45	-5.58	-5.58	2.42	13.08	7.5	10.79	-10.79

DE	5.55	3.47	-5.58	-6.24	2.74	13.36	7.45	9.51	-9.75
EF	4.3	4.45	-6.24	0	2.48	10.04	7.40	11.01	-8.12

Tableau. IV.13: Sollicitation a l'ELS (étage courant +RRDC Cas2 type 1)

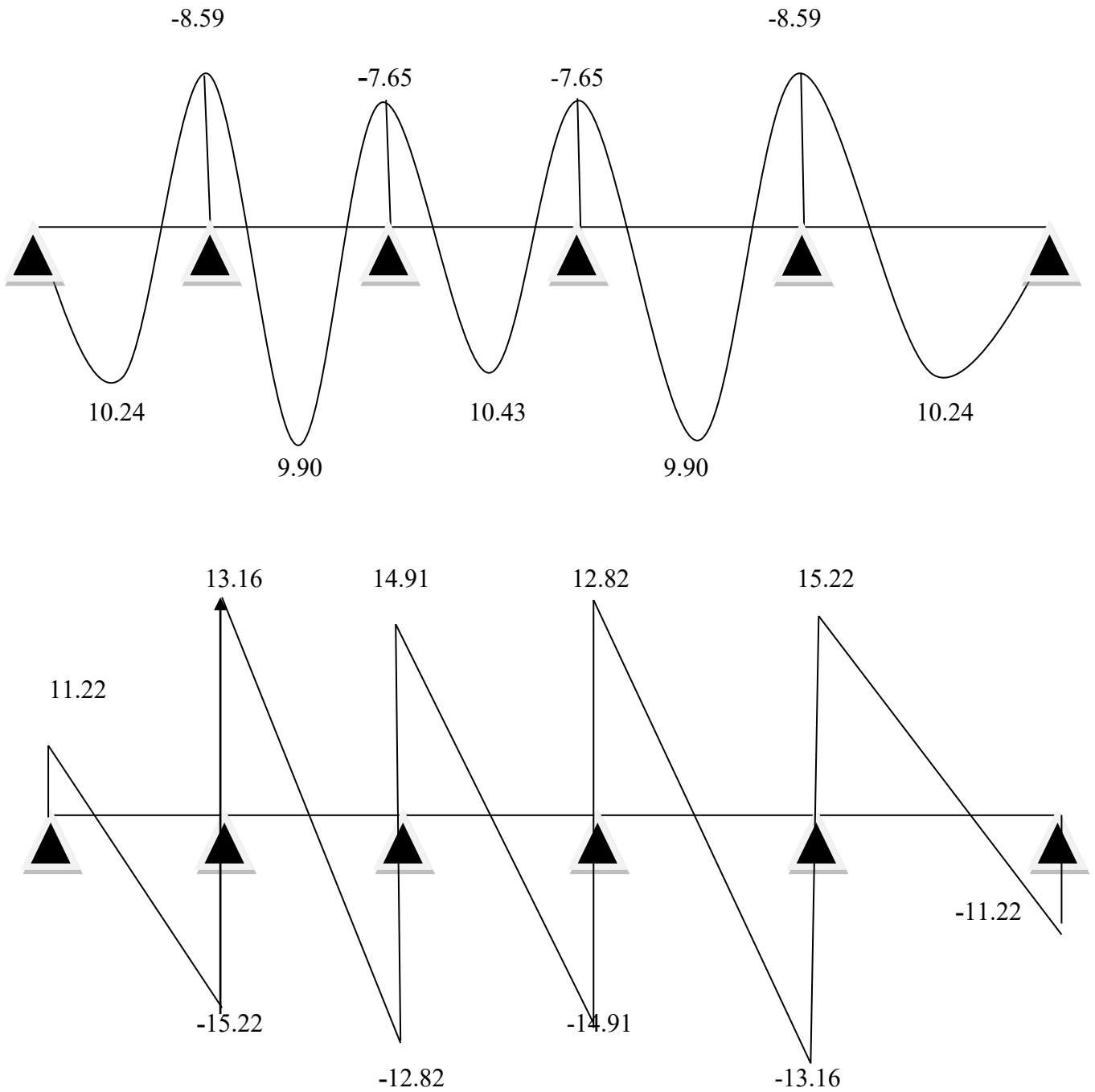
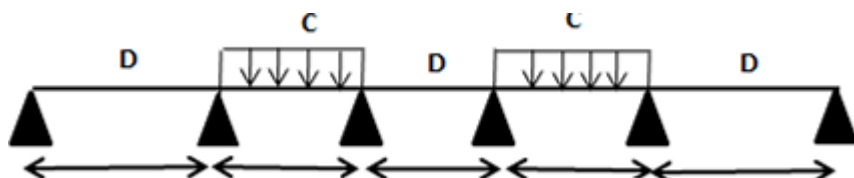


Figure. IV.8: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de (cas 2type étage courant)

Cas03 :



4.3 5.55 4.85 5.55 4.3

ELU:

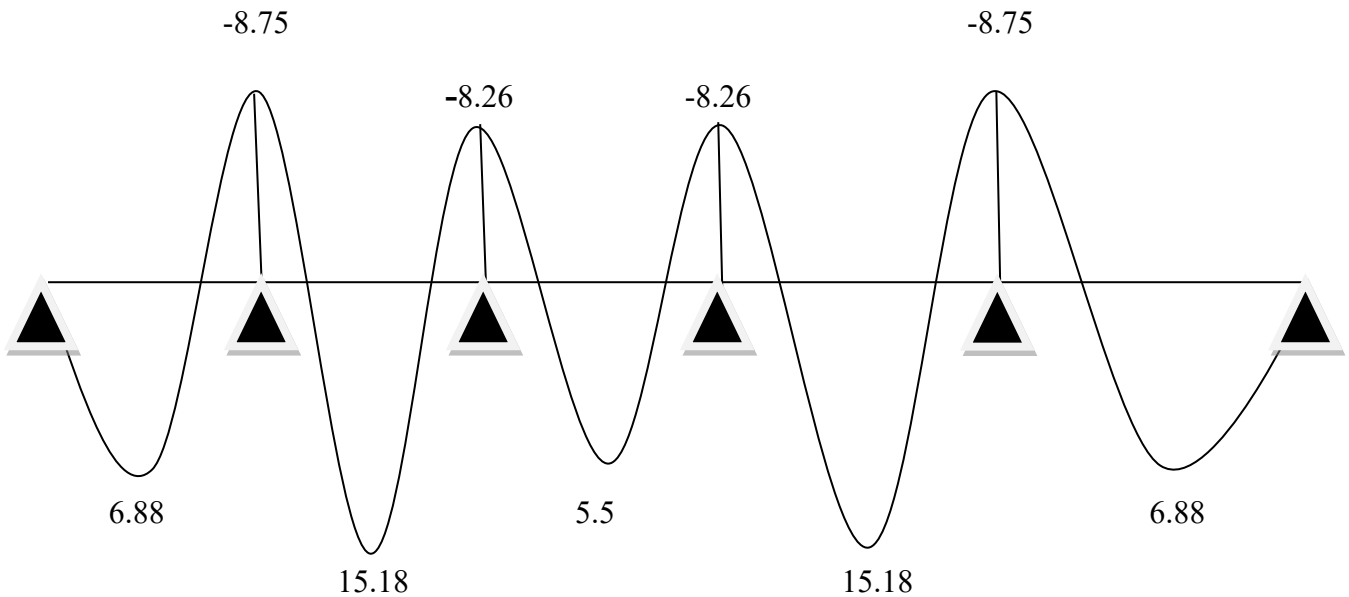
Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	4.68	0	-8.75	1.71	10.36	6.88	8.03	-12.10
BC	5.55	6.15	-8.75	-8.26	2.79	23.68	15.18	17.15	-16.98
CD	4.85	4.68	-8.26	-8.26	2.42	13.76	5.5	11.35	-11.35
DE	5.55	6.15	-8.26	-8.75	2.76	23.68	15.18	16.98	-17.15
EF	4.3	4.68	-8.75	0	2.58	10.36	6.88	12.10	-8.03

Tableau. VI.14: Sollicitation a l'ELU (étage courant +RRDC Cas3 type 1)

ELS :

Travée	L (m)	qs (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	3.47	0	-6.35	1.71	7.68	5.15	5.98	-8.94
BC	5.55	4.45	-6.35	-5.98	2.79	17.13	10.97	12.41	-12.28
CD	4.85	3.47	-5.98	-5.98	2.42	10.20	4.22	8.41	-8.41
DE	5.55	4.45	-5.98	-6.35	2.76	17.13	10.97	12.28	-12.41
EF	4.3	3.47	-6.35	0	2.58	7.68	5.15	8.94	-5.98

Tableau.VI.15 : Sollicitation a l'ELS (étage courant +RRDC Cas3 type 1)



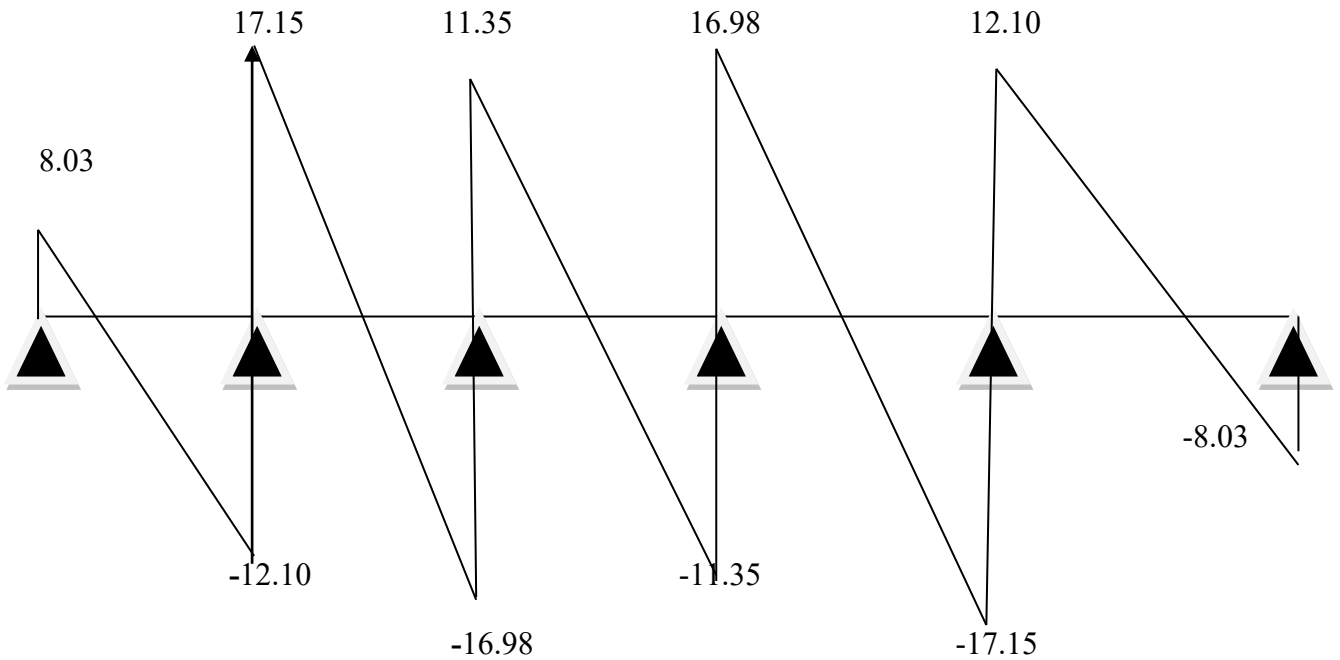
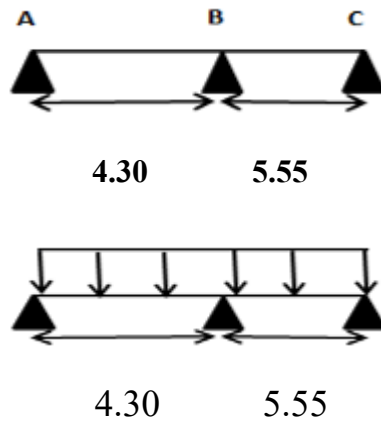


Figure. VI.9: diagramme des Moment et effort tranchants à L'ELU de cas 3(étage courant)

Type 03 : Poutrelle sur 3 appuis et 2 travées



ELU :

Travée	L (m)	qu (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X0 (m)	M0 (KN.m)	MT (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
AB	4.3	6.15	0	-10.32	1.76	13.75	9.53	10.82	-15.62
BC	5.55	6.15	-10.32	0	3.08	23.39	18.80	18.92	-17.07

Tableau. VI.16: Sollicitation a l'ELU (étage courant type 2)

ELS :

Travée	L	qs	Mg	Md	X0	M0	MT	Tg	Td
--------	---	----	----	----	----	----	----	----	----

	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
AB	4.3	4.45	0	-7.40	1.76	9.95	6.92	7.85	-11.29
BC	5.55	4.45	-7.40	0	3.08	16.93	13.64	13.68	-11.01

Tableau. IV.17 : Sollicitation a l'ELS (étage courant type 2)

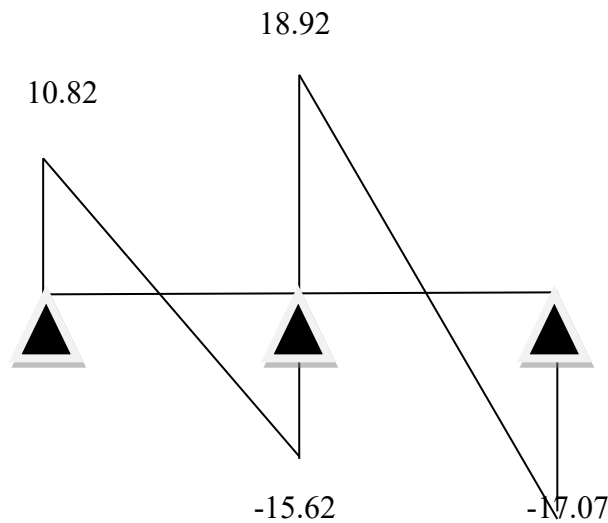
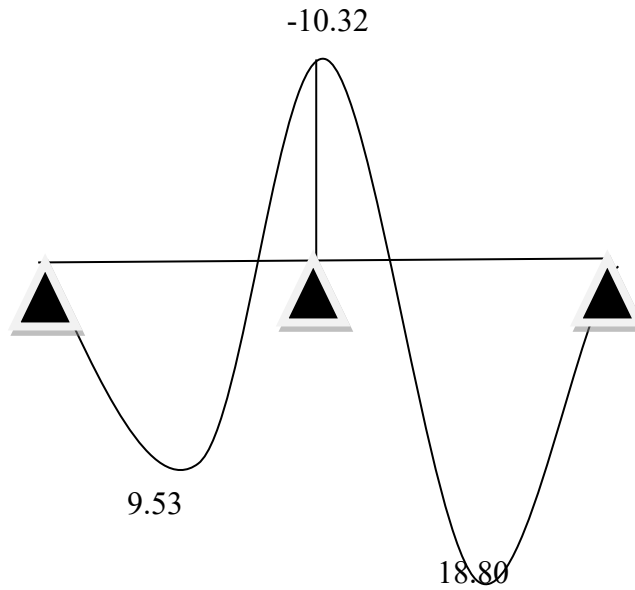


Figure. IV.10: diagramme des Moment et effort tranchant à L'ELU type 2 étages

VI.2.4 1 Les poutrelles dans la terrasse :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en Té soumise à la flexion simple.

	$M_0 \text{ max}$	$M_t \text{ max}$	$M_a \text{ inter}$	$M_a \text{ de rive}$	$T \text{ max}$
ELU	27.18	18.80	-11.67	-1.8	19.76
ELS	19.71	13.64	-8.41	-1.30	14.33

Tableau. VI. 18: Les sollicitations maximums à ELU

a) ELU :

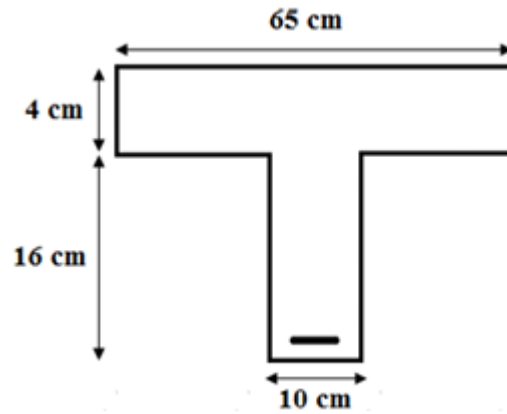


Figure. VI.11: Coupe d'une poutrelle.

Armature longitudinale :

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}$$

$$\delta_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si : $M_{tab} < M_{t \max}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calcule sera

Une section en T.

Si : $M_{tab} > M_{t \max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de dimension ($b \cdot h$).

➤ **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \times 14.17 = 58.94 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t \max} = 18.80 \text{ KN.m} < M_0 = 58.94 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.80 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.063$$

$$\mu = 0.063 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.063 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 174.24 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{18.80 \times 10^6}{174.24 \times 348} = 310.05 \text{ mm}^2 = 3.10 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 3.10 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

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

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc $A_u = \max (A_{\text{cal}} = 3.10; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2)$

$$A_u = 3.10 \text{ cm}^2$$

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

M_t (KN.m)	μ	μ_l	α	Z (mm)	A_{cal}	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
18.80	0.063	0.392	0.08	174.24	3.10	1.41	3HA12=3.39

Tableau . VI.19: Tableau de ferrailage à l'ELU.

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Appui intermédiaire :

$$M_{au}^{max} = -11.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.67 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.254$$

$$\mu_{bu} = 0.254 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.254 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.373 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 153.14 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_{au}^{max}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{11.67 \times 10^6}{153.14 \times 348} = 218.98 \text{ mm}^2 = 2.18 \text{ cm}^2.$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc $A_u = \max (A_{cal} = 2.18; A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2)$

$A_u = 2.18 \text{ cm}^2$

On adopte : **2HA12 soit $A_u = 2.26 \text{ cm}^2$**

Ma (KN.m)	μ	μ_l	α	Z (mm)	Acal	Amin (cm ²)	Aadopt (cm ²)
11.67	0.254	0.392	0.373	153.14	2.18	0.22	2HA12=2.26

Tableau. VI 20 Tableau de ferrailage à l'ELU.

Appui de rive :

$$M_{ua}^{riv} = -1.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}^{riv}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.8 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.17} = 0.039$$

$$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.039 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 176.4 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}^{riv}}{Z \cdot \delta_s} = \frac{1.8 \times 10^6}{176.4 \times 348} = 29.32 \text{ mm}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc $A_u = \max (A_{cal} = 0.29; A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2)$

$A_u = 0.29 \text{ cm}^2$

On adopte : **1HA10 soit $A_u = 0.79 \text{ cm}^2$**

Ma (KN.m)	μ	μ_l	α	Z (mm)	Acal	Amin (cm ²)	Aadopt (cm ²)
1.8	0.039	0.392	0.05	176.4	0.29	0.22	1HA10=0.79

Tableau . VI.21: Tableau de ferrailage à l'ELU

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{19.76 \times 10^3}{180 \times 100} = 1.1 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : **(BAEL 91 A.5.1, 211)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.1 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Choix des armatures transversales :

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1 \right\} = \min \{0.57; 1; 1\}$$

$$Q_t = 0.57 \text{cm.}$$

$$\text{On prend : } = 2\text{HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Espacement entre cadre (St) :

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_U \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_U \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(1.1 - 0.3 \times 2.1)} = 38.81\text{cm} \end{array} \right.$$

$$S_t = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2 \text{cm}$$

Soit : **St = 15 cm**

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times T_U$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (19.76 \times 10^3) = 56.81 \text{mm}^2$$

$$A_l = 3.05 \text{ cm}^2 \geq 0.56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$$

Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_U + \frac{M_{au}^{max}}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(19.76 \times 10^3 - \frac{11.67 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = -150.29 \text{ mm}^2$$

$A_1 \geq -1.5 \text{ cm}^2 < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

Vérification de la bielle :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{a b_0} \end{cases} \text{ Avec : } a = \min \{0.9d ; (40 - 4) \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm.}$$

Ce qui donne : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14 \text{ KN}$

$T_u = 19.76 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN}$vérifie.

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u \cdot b_1}{0.9 b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{(19.76 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 1.29 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$vérifie.

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_{ts}^{max} = 13.64 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A_s' = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_s (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) = 45.4 \text{ cm}^2$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

Calcul y :

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

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15(18-y) 2.26 = 0$$

$$32.5 y^2 + 33.9y - 610.20 = 0$$

$$Y = 3.84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 A_s + \eta(d-y)A_s' = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times y^3 + 15(18-3.84)^2 2.26 = 8023.97 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{13.64 \times 10^6 \times 38.4}{8023.97 \times 10^4} = 6.53 \text{ MPa}$$

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

➤ **Sur appui intermédiaires :**

$$M_{as}^{max} = -8.41 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A_s' = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_s (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) = 45.4 \text{ cm}^2$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

Calcul y :

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

$$\frac{1}{2} \times 65x y^2 - 15 (18-y) 2.26 = 0$$

$$32.5 y^2 + 33.9y - 610.20 = 0$$

$$Y = 3.84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d-y)^2 A_s + \eta (d-y) A_s' = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65x y^3 + 15 (18-3.84)^2 2.26 = 8023.97 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.41 \times 10^6 \times 38.4}{8023.97 \times 10^4} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.02 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Les résultats trouvés en appuie intermédiaire est regroupé dans le tableau suivant :

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
8.41	2.26	3.84	8023.59	4.02	Vérifié

Tableau. VI. 22 : Vérification des contraintes à l'ELS

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{3.85} = 0.052 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots c. n. v \\ \frac{0.2}{3.85} = 0.052 \geq \frac{13.64}{10 \times 19.71} = 0.069 \dots \dots \dots c. n. v \\ \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots c. n. v \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche: BAEL 91(article B.6.5.2)[2]

La flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

- F_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- F_{pi} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- F_{ji}: La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{pour } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{pour } L > 5 \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Article B.6.5.3) [2]} \\ \Delta f_t \leq f_{admissible} \end{array} \right.$$

Avec : $y = 3.84 \text{ cm}$; $I = 8023.97 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$; $b = 65 \text{ cm}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0126$$

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

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{3} + b_0 h \left[\frac{h}{2} - y_G \right]^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s}$$

$$y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 15 + 15 \times 2.26} = 6.72 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{10 \times 20^3}{3} + 10 \times 20 \left[\frac{20}{2} - 6.72 \right]^2 + (65 - 10) \times 4 \times \left(6.72 - \frac{4}{2} \right)^2 + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + 15 \times 2.26 \times (18 - 6.72)^2 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65} \right) 0.0126} = 3.39$$

$$\lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.39 = 1.36$$

$$\lambda_v = 1.36$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 107214.2 \text{ Mpa}$$

Calcul de Contraintes σ_s :

- σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.
- q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{jser} = 0.65 G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 G = 0.65 \times 6.376 = 4.14 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 (G + Q) = 0.65 \times (6.376 + 1.5) = 5.12 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.3^2}{8} = 3.21 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.14 \times 4.3^2}{8} = 7.18 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.12 \times 4.3^2}{8} = 8.87 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{jser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 3.21 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 84.97 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{gser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.18 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 190.06 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{pser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 8.87 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 234.79 \text{KN.m}$$

***Calcul de μ :**

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 84.97 + 2.1} \right] = 0.42$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 190.06 + 2.1} \right] = 0.68$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 234.79 + 2.1} \right] = 0.74$$

***Calcul de l'inertie fictive (I_f) :**

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.42} = 17393.73 \text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.68} = 12755.34 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.74} = 12015.89 \text{cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 1.36 \times 0.68} = 21903.02 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$F_{ji} = \frac{M_{jser} l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{3.21 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 17393.73 \times 10^4} = 1.06 \text{ mm}$$

$$F_{gi} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{7.18 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12755.34 \times 10^4} = 3.23 \text{ mm}$$

$$F_{pi} = \frac{M_{Pser} l^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{8.87 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12015.89 \times 10^4} = 4.24 \text{ mm}$$

$$F_{gv} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{7.18 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 21903.02 \times 10^4} = 5.65 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 5.65 - 1.06 + 4.24 - 3.23 = 5.6 \text{ mm}$$

$$F_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 5.6 \leq F_{admissible} = 8.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.6.6.2 Les poutrelles dans le Plancher étage courant:

	M₀ max	M_t max	M_a inter	M_a de rive	T_{max}
ELU	23.68	18.80	-10.32	-1.59	18.92
ELS	17.13	13.64	-7.40	-1.14	13.68

Tableau . VI . 23 : Les Sollicitations maximums à ELU est ELS

➤ **ELU :**

❖ **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 650 \times 40 \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 14.17 = 58.94 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^{max} = 18.80 \text{ KN.m} < M_0 = 58.94 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65 cm et de hauteur h = 20 cm.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.80 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.063$$

$$\mu = 0.063 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.063 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 174.24 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_U = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{18.80 \times 10^6}{174.24 \times 348} = 310.05 \text{ mm}^2 = 3.10 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_U = 3.10 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = \max (A_{\text{cal}} = 3.10; A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2)$

$$A_U = 3.10 \text{ cm}^2$$

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

Mt (KN.m)	μ	μ_l	α	Z (mm)	Acal	Amin (cm ²)	Aadopt (cm ²)
18.80	0.063	0.392	0.08	174.24	3.10	1.41	3HA12=3.39

Tableau. VI. 24 : Tableau de ferrailage à l'ELU

❖ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Appui intermédiaire :

Ma (KN.m)	μ	μ_l	α	Z (mm)	Acal	Amin (cm ²)	Aadopt (cm ²)
10.32	0.034	0.392	0.043	176.90	1.68	0.22	3HA10=2.36

Tableau. VI. 25 : Tableau de ferrailage à l'ELU.

Appui de rive :

Ma (KN.m)	μ	μ_l	α	Z (mm)	Acal	Amin (cm ²)	Aadopt (cm ²)
1.59	0.034	0.392	0.043	176.9	0.25	0.22	1HA10=0.79

Tableau . IV. 26 : : Tableau de ferrailage à l'ELU

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b_0} = \frac{18.92 \times 10^3}{180 \times 100} = 1.05 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration et peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Choix des armatures transversales :

$$Q_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1\right\} = \min\{0.57; 1; 1\}$$

$$Q_t = 0.6 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } A_u = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Espacement entre cadre (St) :

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min\{0.9h; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{A_u \times f_e}{0.4b_0} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_u \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min\{0.9 \times 18 = 16.2; 40\text{cm}\} \\ S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{10(1.05 - 0.3 \times 2.1)} = 43.43 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$St = \min \{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\} = 16.2$$

Soit : **St = 15 cm**

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times T_u$$

$$A_l = A_{travee} + A_{rive} = 3.39 + 0.79 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times (18.92 \times 10^3) = 54.39 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 \geq 0.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

Appuis intermédiaires :

$$A_L \geq \frac{\gamma_S}{f_e} \times (T_U + \frac{M_{au}^{max}}{0.9d}).$$

$$A_L \geq \frac{1.15}{400} \times (18.92 \times 10^3 - \frac{10.32 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = -128.75 mm^2$$

$A_L \geq -1.28 \text{ cm}^2 < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{ab_0} \end{cases} \text{ Avec : } a = \min \{0.9d ; (40 - 4)\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = (0.267 \times 162 \times 100 \times 25) \times 10^{-3} = 108.14 \text{ KN}$

$T_u = 18.92 \text{ KN} \leq 108.14 \text{ KN}$vérifie.

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u b_1}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{(18.92 \times 10^3) \times 275}{0.9 \times 650 \times 180 \times 40} = 1.23 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Vérifie.

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_{ts}^{max} = 13.64 \text{ KN.m}$$

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A_s' = 0 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_s (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) = 45.4 \text{ cm}^2$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

Calcul y :

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

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15 (18 - y) \times 2.26 = 0$$

$$32.5 y^2 + 33.9 y - 610.20 = 0$$

$$Y = 3.84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s + \eta (d - y) A_s' = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times y^3 + 15 (18 - 3.84)^2 \times 2.26 = 8023.97 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.41 \times 10^6 \times 38.4}{8023.97 \times 10^4} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.02 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Les résultats trouvés en travée sont regroupés dans le tableau suivant :

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
13.64	2.26	3.84	8023.59	4.02	Vérifié

Tableau. VI. 27: Vérification des contraintes à l'ELS

Sur appui intermédiaires :

$$M_{as}^{max} = -7.40 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

Position de l'axe neutre :

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

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A_s (d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.26 \times (18 - 4) = 45.4 \text{ cm}^3$$

$H \geq 0$ l'axe neutre passe par la table; d'où calcul d'une section rectangulaire.

-Calcul y :

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

$$\frac{1}{2} \times 65 x y^2 - 15 (18 - y) 2.36 = 0$$

$$32.5 y^2 + 35.4y - 637.20 = 0$$

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

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1}{3} \times 65 x y^3 + 15 (18 - 3.92)^2 2.36 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.40 \times 10^6 \times 39.2}{8323.04 \times 10^4} = 3.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Les résultats trouvés en travée sont regroupés dans le tableau suivant :

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
7.40	2.36	3.92	8323.04	3.48	Vérifié

Tableau. VI. 28: Vérification des contraintes à l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{3.85} = 0.052 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots c. n. v \\ \frac{0.2}{3.85} = 0.052 \geq \frac{13.64}{10 \times 19.71} = 0.069 \dots \dots \dots c. n. v \\ \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots c. n. v \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche: BAEL 91(article B.6.5.2)[2]

La flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}.$$

- F_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

- F_{pi} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- F_{ji} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{pour } L \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{pour } L > 5 \end{cases} \quad \text{BAEL91 (Article B.6.5.3) [2]} \\ \Delta f_t \leq f_{admissible} \end{array} \right.$$

Avec : $y = 3.92 \text{ cm}$; $I = 8323.04 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$; $b = 65 \text{ cm}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{10 \times 18} = 0.0126$$

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

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{3} + b_0 h \left[\frac{h}{2} - y_G \right]^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s}$$

$$y_G = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 15 + 15 \times 2.26} = 6.72 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{10 \times 20^3}{3} + 10 \times 20 \left[\frac{20}{2} - 6.72 \right]^2 + (65 - 10) \times 4 \times \left(6.72 - \frac{4}{2} \right)^2 + (65 -$$

$$10) \frac{4^3}{12} + 15 \times 2.26 \times (18 - 6.72)^2 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2+3\frac{10}{65}\right)0.0126} = 3.39$$

$$\lambda_i = 3.39$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \times 3.39 = 1.36$$

$$\lambda_v = 1.36$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{1}{3}E_i = 107214.2 \text{ Mpa}$$

Calcul de Contraintes σ :

- σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.
- Q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- Q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- Q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{jser} = 0.65 G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 G = 0.65 \times 6.376 = 4.14 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 (G + Q) = 0.65 \times (6.376 + 1.5) = 5.12 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.3^2}{8} = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.14 \times 4.3^2}{8} = 7.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} L^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.12 \times 4.3^2}{8} = 8.87 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{jser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 3.21 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 84.97 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{gser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 7.18 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 190.06 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{pser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 8.87 \times 10^6 (180-38.4)}{8023.97 \times 10^4} = 234.79 \text{ KN.m}$$

*Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 84.97 + 2.1} \right] = 0.42$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 190.06 + 2.1} \right] = 0.68$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0126 \times 234.79 + 2.1} \right] = 0.74$$

***Calcul de l'inertie fictive (If) :**

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.42} = 17393.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.68} = 12755.34 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 3.39 \times 0.74} = 12015.89 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 38326.31}{1 + 1.36 \times 0.68} = 21903.02 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$F_{ji} = \frac{M_{jser} l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{3.21 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 17393.73 \times 10^4} = 1.06 \text{ mm}$$

$$F_{gi} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{7.18 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12755.34 \times 10^4} = 3.23 \text{ mm}$$

$$F_{pi} = \frac{M_{Pser} l^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{8.87 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 12015.89 \times 10^4} = 4.24 \text{ mm}$$

$$F_{gv} = \frac{M_{gser} l^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{7.18 \times 10^6 \times (4.3 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 21903.02 \times 10^4} = 5.65 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 5.65 - 1.06 + 4.24 - 3.23 = 5.6 \text{ mm}$$

$$F_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 5.6 \leq F_{admissible} = 8.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive	
Terrasse inaccessible				
Type 01				
	Etage courant			
	Type 01			

Tableau. VI. 29: Les schémas de ferrailages des poutrelles

La dalle mince (table de compression): (BAEL B.6.8, 423) [2]

Selon le CBA93 article(B.6.8.4.2.3): La dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser: 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures, 33 cm (3 p.m.) Pour les armatures parallèles aux nervures. Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à :

$$50 \leq L \leq 80 \dots \dots \text{cm}$$

$$A \geq \frac{4L}{Fe} \dots \dots (\text{CBA93})$$

$$L \leq 65 \text{cm}$$

$$A = \frac{200}{Fe}$$

$$L = 65 \text{cm}, Fe = 400 \text{MPa.}$$

$$A > \frac{4 * 65}{400} = 0.65 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adopte : **5Ø6 = 1.41cm²/ml**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$$

La maille choisie de (20x 20 cm) dans le sens parallèle aux nervures.

Schéma de ferrailage :

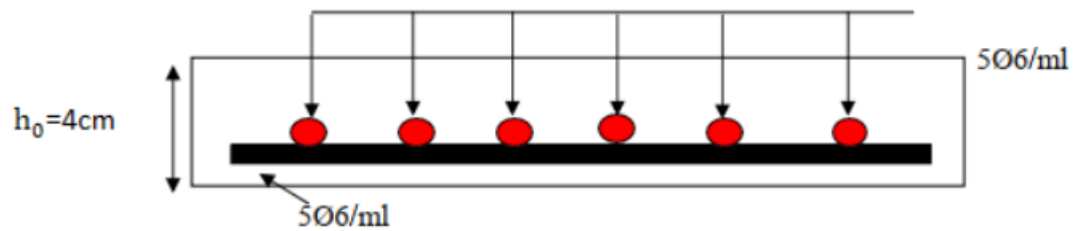


Figure. VI. 12: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Chapitre 05

Chapitres 05 : Etude sismique

V.1.Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions. Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes. Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation Contrevent par des voile et portiques avec justification d'interaction portiques voiles, est implanté à RELIZENE C'est une zone classée par le RPA 2024 comme zone élève (**zone VI**), et dans un Site meuble (S3).

V.2. Paramètres de l'analyse sismique :

- Classification de la zone sismique :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité.

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

Tableau .V. 1: Les zones sismiques

Pour la wilaya de Relizane :

48	RELIZANE	
	Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C	VI
	Groupe de communes B Ouled Yaich, Zemmora, Sidi M'Hamed Benaouda, Dar Ben Abdellah, Souk El Had, Ammi Moussa	V
	Groupe de communes C Aïn Tarek, El Hassi, Had Echkalla, Mendes, Oued Essalem, Ramka, Sidi Lazreg	IV

Tableau . V 2. classification sismique de wilaya de Relizane.

Dans notre cas le site peut être classé dans la zone : **VI**

- Action sismique:

Le territoire national est divisé en sept (07) zones sismiques. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Tableau. V. 3: Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.

Dans notre cas, $A = 0.30$

- Classification du site :

Les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols.

Selon le rapport de sol le site est classé dans la catégorie S3.

- Classification des bâtiments selon leur importance :

Notre bâtiment est classé dans le groupe 2 (bâtiments d'importance moyenne)

Les valeurs du coefficient d'importance sont données dans le tableau suivant :

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Tableau. V. 4 : Valeurs des coefficients d'importance.

Dans notre cas : $I = 1$

- Spectre de réponse élastique horizontal :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul défini dans l'Art (4.3.3) du RPA 2024 par les formules (4.13):

$$\frac{S_{ae}(T)}{g} = \begin{cases} A.I.S.(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)) & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S.(2.5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S.(2.5\eta) \cdot (\frac{T_2}{T}) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S.(2.5\eta) \cdot (\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}) & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Deux types de forme de spectre sont utilisés :

- **Type1**: appliqué aux zones sismiques IV, V et VI.
- **Type2**: appliqué aux zones sismiques I, II et III.

Dans notre cas on utilise le type 1.

Les paramètres dérivant le spectre de réponse élastique sont donnés dans le tableau suivant :

Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI)	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

Tableau. V.5 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI).

Dans notre cas :

S	T1(s)	T2(s)	T3(s)
1.30	0.15	0.60	2.0

Les valeurs du facteur d'amortissement sont données dans le tableau suivant :

	Ossatures (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Tableau. V.6 : Valeurs de ξ (%).

Dans notre cas : $\zeta = 7\%$

- Spectre de calcul élastique vertical :

La composante verticale de l'action sismique doit être représentée par un spectre de réponse élastique, $\frac{S_{ve}}{g}(T)$ donné par Eqn. (3.14) :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot [1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2}{T})^\alpha] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2})^\alpha] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Les paramètres dérivant le spectre de réponse élastique sont donnés dans le tableau suivant :

Spectre Type 1 Zones sismiques IV, V et VI	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
Site S_1	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
Site S_2	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
Site S_3	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
Site S_4	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

Tableau. V. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 1

- Classification du système de contreventement :

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Tableau . V. 8: les différents types des systèmes de contreventement pour les structures en béton armé.

Dans notre cas, le système adopté est un système à contreventement mixte équivalent à des voiles.

- Classification des bâtiments selon leur configuration :**a. Régularité en plan :**

Notre bâtiment est classé régulier en plan.

b. Régularité en élévation :

Notre bâtiment est classé régulier en élévation.

Calcul du facteur de qualité :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

On utilise la pondération de catégorie b.

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Tableau. V.9: Valeurs des Pondérations P_q .

Dans notre cas :

1. Régularité en plan : observé q = 0
2. Régularité en élévation : observé q = 0
3. Redondance en plan : non observé q = 0.05

Donc $Q_f = 1 + 0.05 = 1.05$

V.3. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :**V.3.1 Principe de la méthode :**

L'application de la méthode statique équivalente simplifie l'analyse sismique en remplaçant en principe les effets dynamiques du séisme par un système de forces horizontales statiques équivalentes. Ces forces, qui sont dues à la repartition de la masse de la structure en fonction de la hauteur, sont transférées à la base. Cette approche ne peut être utilisée que pour les bâtiments régulièrement distribués en plan et en élévation, ainsi que de certaine gamme de hauteur recommandée par les standards en vigueur.

V.3.2. Calcul de la force sismique totale :

D'après (l'Art 4.2.3 de RPA2024) La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

- ❖ $\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul 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.
- ❖ W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i ».

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 2024 :

$$T_{empirique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

Avec :

- ❖ h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- ❖ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 2024.

Dans notre cas : $h_n = 24.48\text{m}$ et $C_T = 0.05$

Donc : $T_{empirique} = 0.55 \text{ sec}$

La période analytique à partir de la modélisation sur ROBOT :

$T_x \text{ dynamique} = 0.706 \text{ sec}$ $T_y \text{ dynamique} = 0.667$

Période à utiliser :

$T_{calcul} = 0.706 < 1.3 T_{empirique} = 0.715$

Donc : $T_0 \text{ (sens x)} = 0.706 \text{ sec}$

$$T_{\text{calcul}} = 0.667 < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.715$$

Donc : T_0 (sens Y) = 0.667 sec

On aura :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.193 \text{ (Sens x)}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.205 \text{ (Sens Y)}$$

$$\lambda = 0.85$$

Poids sismique total du bâtiment W :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, n \text{ étant le nombre de niveaux.}$$

Où:

$W_i = W_{G_i} + \Psi \cdot W_{Q_i}$, pour tout niveau i de la structure.

W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Q_i} : Charges d'exploitation

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2).

Type d'ouvrage	Coefficient d'accompagnement Ψ
Bâtiment à usage d'habitation	0.20

Tableau. V.10 : Coefficient d'accompagnement Ψ

Le poids total de la structure est donné par les résultats Robot :

$$W = 37754.08 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :

$$V_x = 0.85 \times 0.193 \times 37754.08 = 6193.56 \text{ kN}$$

$$V_y = 0.85 \times 0.205 \times 37754.08 = 6578.65 \text{ kN}$$

V.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

L'effort tranchant à la base obtenu par combinaison des valeurs modales (par analyse modale spectrale) est obtenue à partir ROBOT. Les valeurs pour les deux sens sont comme suit :

$$V_{\text{dynamique}} \text{ (sens X)} = 4954.76 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dynamique}} \text{ (sens Y)} = 5262.88 \text{ kN}$$

Selon le RPA, ces valeurs ne doivent pas être inférieures à 80% de la résultante des forces obtenue par la méthode statique équivalent.

$V_{\text{dynamique}} (\text{sens X}) / V_{\text{statique}} (\text{sens X}) = 0.80$ Condition vérifiée

$V_{\text{dynamique}} (\text{sens Y}) / V_{\text{statique}} (\text{sens Y}) = 0.80$ Condition vérifiée

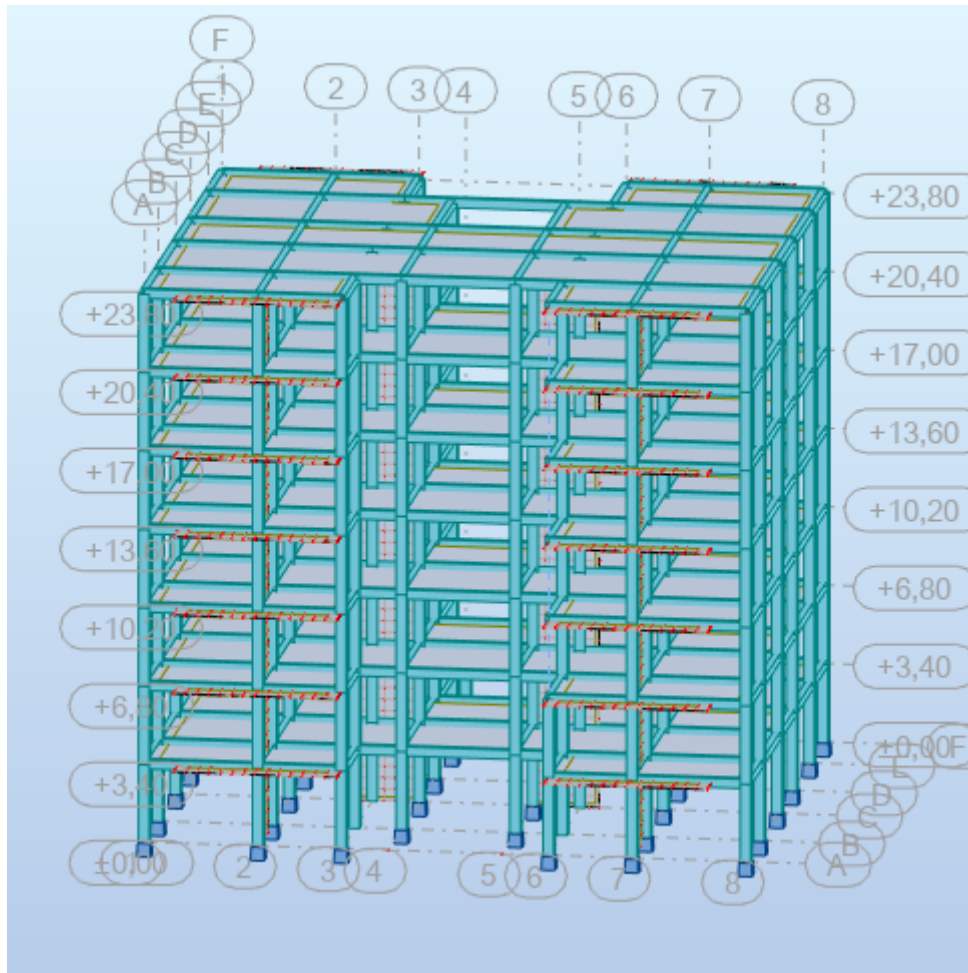


Figure. V. 1: (RDC Commercial +6 Etages)

Chapitre 06

Chapitre 06 : Ferrailage des éléments Principaux

IV.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant les règles (BAEL91, RPA2024, CBA93). Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles.

- **Poutres** : Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, leur rôle est de résister aux charges transmises par les planchers et de le transmettre à leur tour aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple, étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.
- **Poteaux** : Ce sont des éléments porteurs verticales en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme,...), et aux efforts amener par les poutres, en les transmettent aux fondations .Ils sont sollicités en flexion composé ou compression simple.
- **Voiles** : Parois verticales (généralement en béton armé) servant à reprendre les efforts horizontaux (vent, séisme).Ils contribuent aussi à la stabilité globale de la structure.

IV.2. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA2024 suivantes :

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $G+Q-E$
- ✓ $0.8G +E$
- ✓ $0.8G -E$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

- { Poutres principales (30 × 40)
- { Poutre Scondaire (30 × 35)

❖ **Recommandation du RPA2024 :****A. Le Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 25\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \end{cases} \quad b_{\max} \leq (1.5h + b_1) \quad \text{RPA2024 (article 7.5.1)}$$

où: h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

B. Ferrailage :❖ **Les armatures longitudinales : RPA2024 (article 7.4.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre $A_{\min} = 0.5\% b \times h$.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :
 - 1.0% en zones IV, V et VI
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 60ϕ en zones IV, V et VI
- ✓ Le diamètre minimum est de : 12 mm
- ✓ La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
 - 15cm en zones IV, V et VI

❖ **Les armatures transversales : RPA2024 (article 7.5.2.2)**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Ferraillage des poutres :

A. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Planchers	Poutres principales			Poutres secondaires		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V(KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V(KN)
locaux	56.42	-59.14	122.7	49.81	-45.7	54.02
Habitation	63.62	-62.68	139.35	57.91	-56.32	77.36
Terrasse	51.68	-63.09	103.51	54.6	-48.27	63.9

Tableau. IV. 1. : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

➤ **Armatures longitudinales : RPA 2024 (art 7.5.2.1)**

• **Vérification de (%) des armatures selon le RPA99**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Soit : $\begin{cases} \text{Poutres P (30} \times \text{40)} \rightarrow A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 40) = 6.00\text{cm}^2 \\ \text{Poutres S (30} \times \text{35)} \rightarrow A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 35) = 5,25\text{ cm}^2 \end{cases}$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Poutre (30 × 40) : $\begin{cases} A_{max}^{z \text{ courante}} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ A_{max}^{z \text{ recouvrement}} = 6\%(b \times h) = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\text{Poutre (30} \times \text{35)} : \begin{cases} A_{max}^{z \text{ courante}} = 4\%(b \times h) = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \\ A_{max}^{z \text{ recouvrement}} = 6\%(b \times h) = 6\%(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de $60 \times \phi_l$ en zone VI.

➤ **Armatures transversales : RPA 2024 (art 7.5.2.2)**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Recommandation du BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{ BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

$$\begin{cases} \text{Poutres (30} \times \text{40)} = 0,23 \times 0,3 \times 0,37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres (30} \times \text{35)} = 0,23 \times 0,3 \times 0,32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de poutre principale au niveau des étages courants avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_{travee} = 63.62 \\ M_{appui} = -62.68 \end{cases}$$

Armateur en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = 0.111 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.147 \\ \beta = 0.94 \end{cases} \Rightarrow A_1 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Armateur en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.110 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.146 \\ \beta = 0.94 \end{cases} \Rightarrow A_1 = 5.32 \text{ cm}^2$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau si dessous :

Planchers	Type de Poutres	Localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Locaux	Principale	Appui	5.22	6.03	3HA16
		Travée	5.08	6.03	3HA16
	Secondaire	Appui	3.71	4.62	3HA14
		Travée	4.15	4.62	3HA14
Habitation	Principale	Appui	5.32	6.03	3HA16
		Travée	5.40	6.03	3HA16
	Secondaire	Appui	5.04	6.03	3HA16
		Travée	5.11	6.03	3HA16
Terrasse	Principale	Appui	5.37	6.03	3HA16
		Travée	4.43	4.62	3HA14
	Secondaire	Appui	4.02	4.62	3HA14
		Travée	4.84	6.03	3HA16

Tableau . IV. 2 : Les armatures longitudinales dans les poutres

➤ Les longueurs de recouvrement

Selon le RPA2024 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$Lr > 60\phi \text{ en zones VI}$$

$$\Phi = 14\text{mm} : Lr > 60 \times 14 = 84\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } Lr = 90\text{cm}$$

$$\Phi = 12\text{mm} : Lr > 60 \times 12 = 72\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } Lr = 80\text{cm}$$

B. Les armatures transversales

➤ Calcul de ϕ_t

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

○ Poutre principale

$$\phi_t < \min \left(\phi_{lm} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t < \min (12; 1,14; 3)$$

$$\phi_t < 12 \text{ on prend } \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

○ Poutre secondaire

$$\phi_t < \min \left(\phi_{lm} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t < \min (12; 1; 3)$$

$$\phi_t < 12 \text{ on prend } \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$At = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres (principales + secondaires).

Calcul des espacements des armatures transversales

a. Zone nodale

- **Poutre principale:** $S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } St = 10 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire :** $S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 8.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } St = 08 \text{ cm}$

b. Zone courante

- **Poutre principale :** $S \leq \frac{h}{2} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } St = 15 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire :** $S \leq \frac{h}{2} \leq 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } St = 15 \text{ cm}$

C. Vérification des sections d'armatures transversales

On a $At_{min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

➤ **Les vérifications nécessaires**

A. Vérifications à l'ELU

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

$$r_{bu} = \frac{v_u}{b \times d} \leq r_{adm} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 4.35 \text{ MPa}, \text{ car on a une FPN et une situation Accidentelle}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
Principales	133.52	1.2	4.35	Vérifiée
Secondaires	69.12	0.72	4.35	Vérifiée

Tableau. IV .3 :Vérification des contraintes tangentielles.

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

En appui de rives : $A_l > \frac{v_u \times \gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \frac{Ma}{Vu + 0.9d}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	AL (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	Appui de rive	Appui intermédiaire	Observation
Principales	5.65	133.52	-62.68	3.83	4.26	Vérifiée
Secondaires	5.65	69.12	-56.32	1.98	2.54	Vérifiée

Tableau . IV4 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

B. Vérifications à l’ELS

Comme la fissuration est peu nuisible donc on a vérifié que la contrainte de compression du Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6f_c28 = 15 \text{ (contrainte admissible du béton).}$$

Tel que : M_{ser} c'est le Moment max à l’ELS ; y : la Position de l’axe neutre ; I : Moment D’inertie de la section homogène par rapport à l’axe neutre.

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm4)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	-45.36	5.65	79600,95	16	9.11	15
	Travées	-48.23	5.65	60156,80	10	8.02	15
Poutres secondaires	Appuis	-20.46	5.65	73656,95	15.67	4.35	15
	Travées	-25.4	5.65	50684,75	18.9	9.47	15

Tableau. IV 5. : Vérification de la contrainte limite de béton

➤ **L’Etat limite de déformation**

Selon L’article (B.6.5) du BAEL91 et le CBA93 la vérification de la flèche soit nécessaire si L’une des conditions suivantes n’est pas satisfaite :

$$h \geq \frac{1}{16} l \dots\dots\dots(1)$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

$$h \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \times l \dots\dots\dots(3)$$

Soit le tableau ci-dessous qui résume les vérifications des conditions de la flèche

Poutre b×h	l (cm)	Atravée (cm ²)	$\frac{M_t}{10 \times M_0} \times l$	$\frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
Poutres principale 30×40	550	5.65	0.320	11.65	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Poutres secondaire 30×35	520	5.65	0.260	10.08	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau : V.6 : Vérification de la flèche des poutres.

Avec :

- Poutre principale

$M_{t \text{ service}} = 48.23 \text{ KN/m} \Rightarrow$ moment max

La poutre enchaîne un portique de rive, elle a une travée de 5.55m, et solliciter par son poids propre

$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/m}$, une charge transmise du plancher $q_0 = 19,50 \text{ KN/m}$, et un poids du mur $g_m = 2.67 \text{ kn/m}$. Donc $q_{total} = 25.16 \text{ KN/m}$. ce qui nous donne

$$M_0 = \frac{qt \times l^2}{8} = \frac{25.16 \times 5.50^2}{8} = 95.14 \text{ KN. m}$$

C. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 2024 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectées d'un coefficient de majoration de 1.30. :

Ça consiste à vérifier la condition suivante :

$|M_n| + |M_s| \geq 1.30 \times (|M_w| + |M_e|)$ **RPA2024 (Article 7.6.2)**. Cette disposition tend à

Faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

Avec :

M_w : moment résistant à gauche du nœud considéré. **M_e** : moment résistant à droite du nœud Considéré.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré. **M_s** : moment résistant inférieur du nœud Considéré.

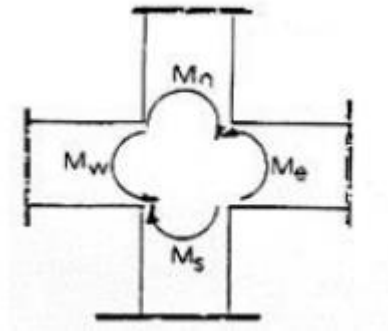


Figure .IV. 1 : :Première cas de zone nodale (Poutre principale)

Détermination des moments résistants dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement : Des dimensions de la section du béton ; de la quantité d'armatures dans la section du béton ; de la contrainte limite élastique des aciers. $MR = z \times A_s \times \sigma_s$, avec

$z = 0.9h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ (action accidentelle).

Exemple de calcul

Soit à détailler le calcul du nœud central du plancher 1^{er} étage qui regroupe le poteau du RDC Et le 1^{er} étage

Et les autres résultats seront exposés dans un tableau.

▪ Les moments résistants dans le poteau

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$

$A_n = 4HA14 + 4HA16 = 14,20 \text{ cm}^2$

$M_n = 0.36 \times 14,20 \times 10^{-4} \times 400 \times 103 = 204,50 \text{ KN. m}$

$A_s = 4HA14 + 4HA16 = 14,20 \text{ cm}^2$

$M_s = 0.36 \times 14,20 \times 10^{-4} \times 400 \times 103 = 204,50 \text{ KN. m}$

Donc: $M_n + M_s = 408,96 \text{ KN.m}$

▪ Les moments résistants dans la poutre principale

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$

$A_w = 3HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$

$M_w = 0.36 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400 \times 103 = 56,59 \text{ KN.m}$

$A_e = 3HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$

$M_e = 0.36 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400 \times 103 = 56,59 \text{ KN. m}$

Donc: $M_w + M_e = 113,18 \text{ KN. m}$

Donc $1.30 (M_w + M_e) = 141,47 \text{ KN.m} < M_n + M_s = 598,42 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifiée}$

▪ Les moments résistants dans la poutre secondaire

Tel que $z = 0.9h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}$

$$A_w = 3HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$M_w = 0.315 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400 \times 103 = 49,51 \text{ KN. m}$$

$$A_e = 3HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$$

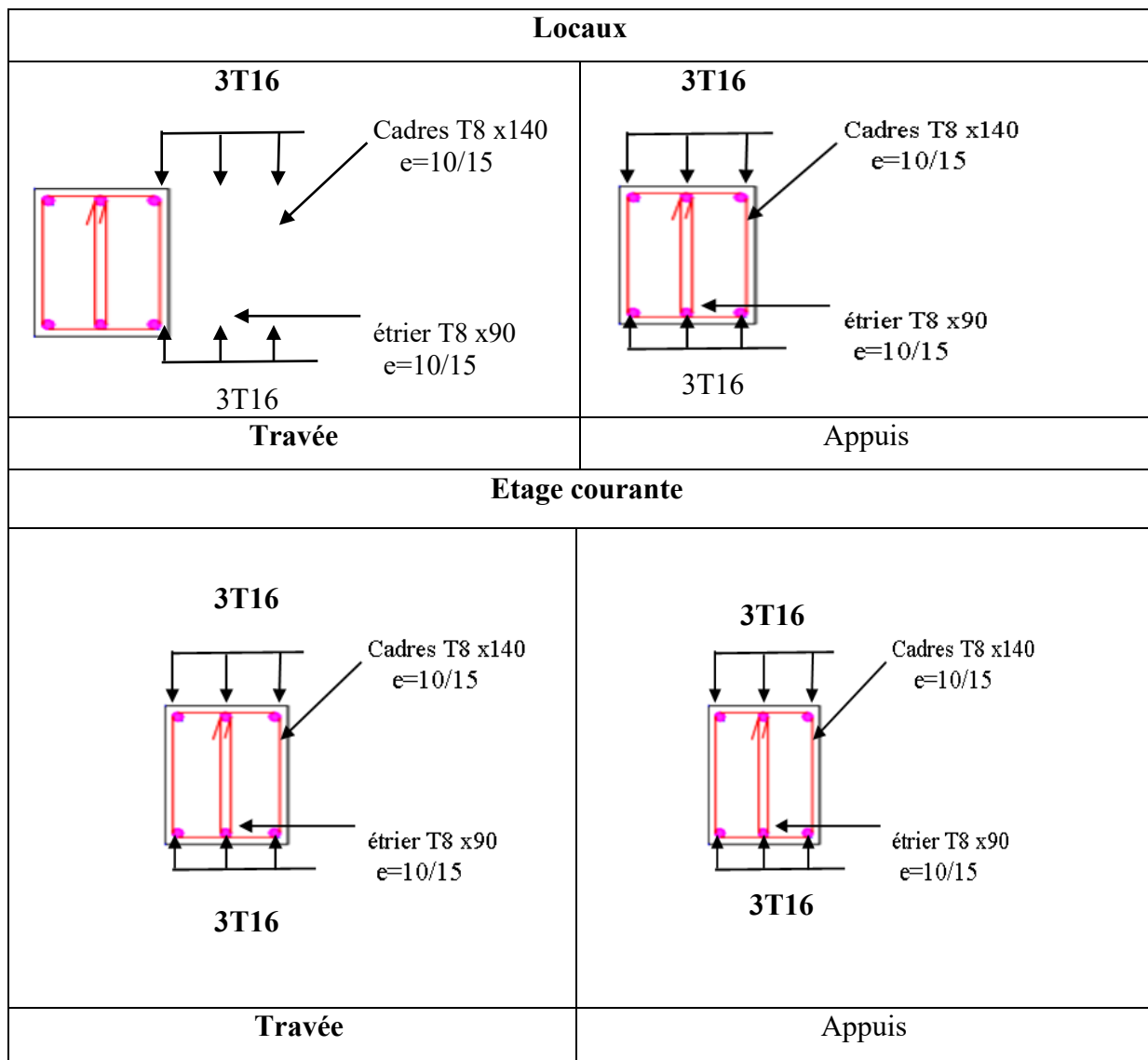
$$M_e = 0.315 \times 3,93 \times 10^{-4} \times 400 \times 103 = 49,51 \text{ KN. m}$$

Donc: $M_n + M_S = 99,03 \text{ KN. m}$

Donc $1.30 (M_w + M_e) = 123,77 \text{ KN. m} < M_n + M_S = 827.712 \text{ KN. m} \rightarrow$ vérifiée

Schémas de ferrailage des poutres

Poutre principale



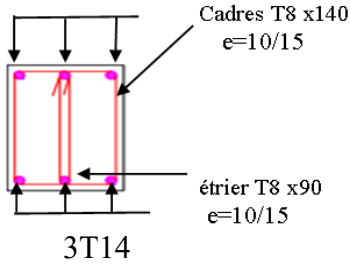
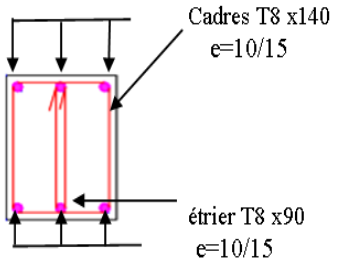
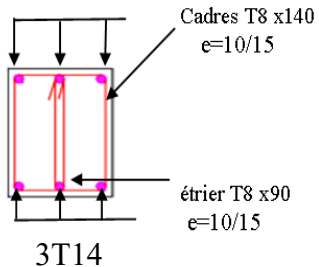
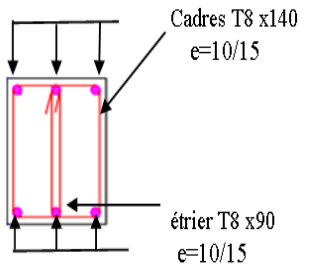
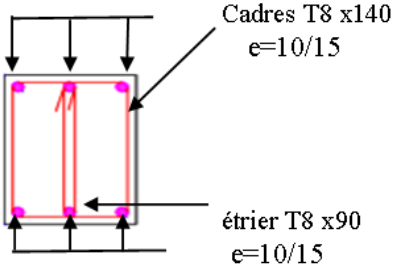
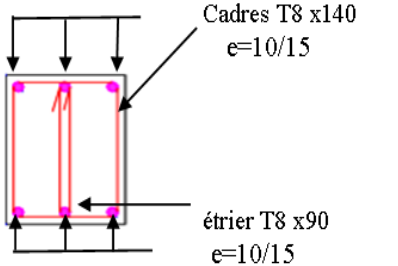
Terrasse	
<p style="text-align: center;">3T14</p>  <p style="text-align: center;">3T14</p>	<p style="text-align: center;">3T16</p>  <p style="text-align: center;">3T16</p>
Travée	Appuis

Tableau .IV. 7 : chémas de ferrailage des poutres principales (30×40) selon tous les niveaux

Poutre secondaire

Poutre secondaire

Locaux	
<p style="text-align: center;">3T14</p>  <p style="text-align: center;">3T14</p>	<p style="text-align: center;">3T14</p>  <p style="text-align: center;">3T14</p>
Travée	Appuis
Etage courante	
<p style="text-align: center;">3T16</p>  <p style="text-align: center;">3T16</p>	<p style="text-align: center;">3T16</p>  <p style="text-align: center;">3T16</p>
Travée	Appuis

Terrasse	
<p style="text-align: center;">3T16</p> <p style="text-align: center;">Travée</p>	<p style="text-align: center;">3T14</p> <p style="text-align: center;">Appuis</p>

Tableau .IV. 8 : schémas de ferrailage des poutres secondaire (30×35) selon tous les niveaux

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers Les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les Deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Le ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus Défavorables suivant les exigences du **CBA** et les recommandations de **RPA2024**

- 1.35 G + 1.5 Q... .. (1)**
- G + Q +Ex(2)**
- G + Q +EY... .. (3)**
- 0.8G+Ex (4)**
- 0.8G+Ey (5)**
- G+Q... .. (6)**

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{MAX} \rightarrow M_{crespodant}$
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \rightarrow M_{crespodant}$
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{crespodant}$

❖ **Les armatures longitudinales et les armateurs transversaux**

A. Les armatures longitudinales

➤ Recommandations du RPA2024

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

• **Leur pourcentage minimal sera de :**

- 1.0% en zones IV, V et VI

- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 4% en zone courante
 - 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 60φ en zones IV, V et VI
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
 - 15 cm en zones IV, V et VI

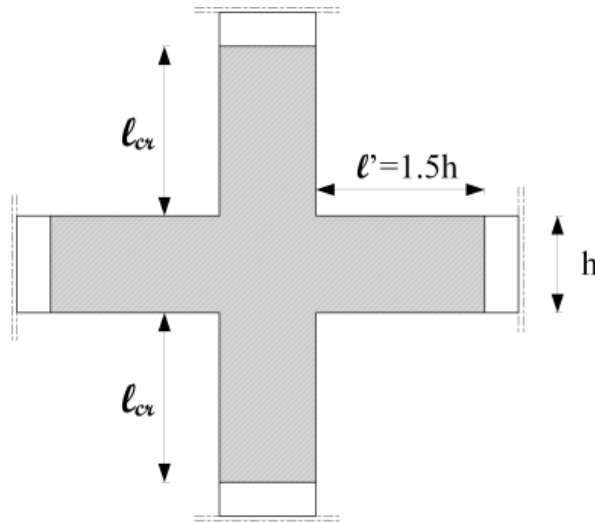


Figure.IV.2 : Détails d'armatures longitudinales et Détails de zone nodale

B. Les armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(P_a \cdot V_u)}{(h_1 \cdot F_e)}$$

Avec :

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant;

il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est

Supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.

• t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la Formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espace est fixée comme Suit :

- □ Dans la zone nodale : $t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l)$: en zones IV, V et VI
- □ Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b_1/2; h_1/2; 10\phi_l)$: en zones IV, V et VI

Avec : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimales $(\frac{A_t}{t.b1})$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} A_t^{min} = 0.3\%(t, b1) & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ A_t^{min} = 0.8\%(t, b1) & \text{si } \lambda g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : } & 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

Où: λg est l'élancement géométrique du poteau:

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation

Considérée;

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite De (10 ϕ_t) minimum.

❖ Les sollicitations dans les poteaux

Les ferrailages les plus défavorables obtenus pour chaque niveau par calcul à la flexion bi-axiale Composée sont résumés dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } \begin{cases} N < 0 & : \text{ effort de traction} \\ N > 0 & : \text{ effort de compression} \end{cases}$$

Niveau	N_{max}	M_{corr}	comb	N_{min}	M_{corr}	comb	M_{max}	N_{corr}	comb	V_{max}
RDC	823.6	5.93	1	-455.32	41.06	4	40.23	662.12	3	26.32
Etage1	752.12	12.54	1	-384.28	34.81	4	66.95	542.30	3	46.42
Etage2	594.33	13.6	1	-295.12	29.6	4	74.03	444.05	3	49.6
Etage3	451.06	14.64	1	-167.45	32.24	4	70.33	396.71	3	41.20
Etage4	319.09	14.81	1	-90.36	33.07	4	64.7	240.1	2	44.71

Etage 5	244.7	17.21	1	-61.74	36.63	4	61.90	193.08	3	48.02
Etage 6	167.38	18.41	1	-11.98	55.16	5	58.41	88.12	3	46.25

Tableau . IV. 9 : Les sollicitations dans les poteaux.

❖ Ferraillage des poteaux

Hypothèses de calcul

Fissuration peu nuisible (e = 3 cm) ; Calcul en flexion composée, Calcul suivant BAEL91

Exemple de calcul

Nous exposons un exemple de calcul ($N_{max} \rightarrow M_{cor}$) pour un poteau du niveau RDC et les résultats des autres niveaux seront exposés dans un tableau récapitulatif.

A. Armatures longitudinales :

Données :

Soit $N_{MAX} = 823.6 \text{ kn}$ $\rightarrow M_{corres} = 5.93 \text{ kn.m}$

b = 45 cm ; h = 45 cm ; d = 42cm. Situation durable : $\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.007\text{m} < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section. N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante

$$(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') h f_{bu}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2}\right) = 5.93 \times 10^{-3} + 823.6 \times 10^{-3} \left(0.42 - \frac{0.45}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 0.16 \text{ MN.m}$$

$$(d - d') - M_{UA} = 823.6 \times 10^{-3} (0.42 - 0.03) - 0.16 = 0.16 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') h f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times (0.45) \times (0.45) \times 14.2 = 0.366 \text{ MN.m}$$

Donc $0.16 < 0.366 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.159 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 0,22 \\ z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,38m \end{cases} \Rightarrow A_1 = 12,09 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée $A = A_1 - \frac{N_U}{F_{st}} = -10,77 \text{ cm}^2$

Donc on prend $A_1 = 0$

B. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{(P_a \cdot V_u)}{(h_1 \cdot F_e)}$

$$\lambda g = \frac{f_c}{a} = \frac{0,7 \times (3,40 - 0,45)}{0,45} = 4,59 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où A = \frac{3,75 \times 26,32 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,45 \times 400} = 2,20 \text{ cm}^2$$

Espacement

{ Dans la zone nodale : $t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi) = \min (15,96 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$
 { Dans la zone courante : $t' \leq \min (b_1/2; h_1/2; 10\phi) = \min (22,5; 22,5; 16 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimales on $3 < \lambda g < 5$ on interpole entre les

Valeurs limites précédentes et trouve : $A_{t \text{ min}} = 3,00\text{cm}^2$ et on opte **4 cadre**

6HA8 = 3,92cm².

Niveau	Section (cm ²)	$\phi l \text{ min}$ (cm)	Vu (KN)	lr (cm)	t _{zone.nodale} (cm)	t _{zone.courante} (cm)	λg	At.calculé (cm ²)	At min	At adopté (cm ²)
RDC	45×45	1.6	26.32	186.2	10	15	4.59	0.92	5.34	6HA8 = 3,92cm ²
Etage1	45×45	1.6	46.42	186.2	10	15	4.59	1.65	4.91	6HA8 = 3,92cm ²
Etage2	45×45	1.6	49.6	186.2	10	15	4.59	1.69	5.09	6HA8 = 3,92cm ²
Etage3	45×45	1.6	41.20	186.2	10	15	4.59	1.47	6.25	6HA8 = 3,92cm ²
Etage4	45×45	1.6	44.71	186.2	10	15	4.59	1.62	5.09	6HA8 = 3,92cm ²
Etage5	45×45	1.6	48.02	186.2	10	15	4.59	1.65	4.91	6HA8 = 3,92cm ²
Etage6	45×45	1.6	46.25	186.2	10	15	4.59	1.44	5.43	6HA8 = 3,92cm ²

Tableau .IV. 10 : Armatures transversales dans les poteaux.

➤ Les vérifications nécessaires

A. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **BAEL91 (Article 4. 4. 1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être Justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime Est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des Instabilités par le flambement. La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque Niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre). Il faut Vérifier que $Nu \leq Nd = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$, la vérification va se faire de la manière de

L'exemple de calcul que nous avons exposé dans chapitre (2), et les résultats sont dans ce Tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	Nu (KN)	Nd (KN)
RDC	45×45	340	186.2	16.18	0.815	16.08	0.44	823.6	2438,56
Etage1	45×45	340	186.2	16.18	0.815	16.08	0.44	752.12	2438,56
Etage2	45×45	340	186.2	16.18	0.815	16.08	0.44	594.33	2438,56
Etage3	45×45	340	186.2	16.18	0.815	16.08	0.44	451.06	2438,56
Etage4	45×45	340	186.2	16.18	0.815	16.08	0.44	319.09	2438,56
Etage5	45×45	340	186.2	16.18	0.815	16.08	0.44	244.7	2438,56
Etage6	45×45	340	186.2	16.18	0.815	16.08	0.44	167.38	2438,56

Tableau .IV. 11 : Justification de la section réduite des poteaux

Commentaire : On voit bien que Nu<Nd pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de Flambement.

B. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression Du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{Gser}}{I_{yy}} \quad v \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa ; \text{ (béton fibre inférieur)} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{Gser}}{I_{yy}} \quad v' \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa ; \text{ (béton fibre supérieur)} \end{array} \right.$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_{Gser} = M_{ser} - \left(\frac{h}{2} - v \right) ; v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} 15(A \times d + A' \times d')}{S} \text{ et } v' = h - v$$

$$I_{yy} = \frac{h}{3} (v^3 + v'^3) + 15A' (v-d)^2 + 15A (d-v)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	D (cm)	(cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	N _{ser} (MN)	M _{ser} (MN.m)	σ _{b1} (MPa)	σ _{b2} (MPa)
RDC	45×45	42	14.20	22.5	22.5	283040.13	0.610	0.003	3.98	3.51
Etage1	45×45	42	14.20	22.5	22.5	283040.13	0,580	0.010	3.91	3.34
Etage2	45×45	42	14.20	22.5	22.5	283040.13	0,461	0.010	3.82	2.03
Etage3	45×45	42	14.20	22.5	22.5	283040.13	0,346	0.010	3.1	1.94
Etage4	45×45	42	14.20	22.5	22.5	283040.13	0,232	0.010	2.39	1.22
Etage5	45×45	42	14.20	22.5	22.5	283040.13	0,122	0.010	1.878	0.52
Etage6	45×45	42	14.20	22.5	22.5	283040.13	0.102	0.013	1.64	0.32

Tableau. IV. 12 : Vérification des contraintes dans le béton

Commentaire :

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification des sollicitations tangentes RPA2024 (Article 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, $\bar{\tau}_{bu}$:

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où: ρ_d est égal à 0.075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous Combinaison sismique. Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau

Suivant :

Niveau	ρ_d	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
RDC	0.04	26.32	0.17	1
Etage1	0.04	46.42	0.31	1
Etage2	0.04	49.6	0.32	1
Etage3	0.04	41.20	0.28	1

Etage4	0.04	44.71	0.31	1
Etage5	0.04	48.02	0.27	1
Etage6	0.04	46.25	0.34	1

Tableau .IV. 13 : Vérification des sollicitations tangentes

Commentaire : Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le **RPA2024** Sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les niveaux

➤ **Dispositions constructives**

• **Longueur des crochets**

$$L=10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

• **Longueur de recouvrement**

Selon le **RPA2024 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_{cr} = \max \left(1.5 h_c ; \frac{l_{cL}}{6} ; 60 \text{ cm} \right)$$

✓ h_c (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau

✓ l_{cL} (unités: cm): la longueur libre du poteau

$$L_{cr} = \max (67.5 ; 56.67 ; 60 \text{ cm})$$

$$L_{cr} = 67.5 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } L_{cr} = 70 \text{ cm.}$$

• **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement. Avec :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm} \right) ; l' = 2 \times h$$

✓ h_e : Hauteur de chaque niveau.

✓ h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

$$\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous montrons sur la figure suivante le schéma de ferrailage adopté pour tous les poteaux.

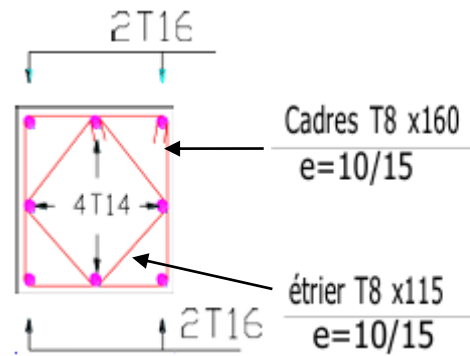


Figure .IV. 3 : Schémas de ferrailage des poteaux.

IV.4. Etude des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

a. Recommandations du RPA

1) Armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en Nombre de 4 épingles par m^2

2) Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.2 \% (L_t \times e)$
 - L_t : Longueur de la zone tendue
 - e : Épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres Horizontaux dont l'espaceur $st < e$ (e : épaisseur de voile)
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

3) Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

4) Règles communes

- L'espaceur des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min (1.5b_w, 25\text{cm})$$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($\frac{b_w}{10}$).
- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $\square 60\phi l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right)$$

Avec: $\bar{v} = 1.4V_u$, calcul

- Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi l$).

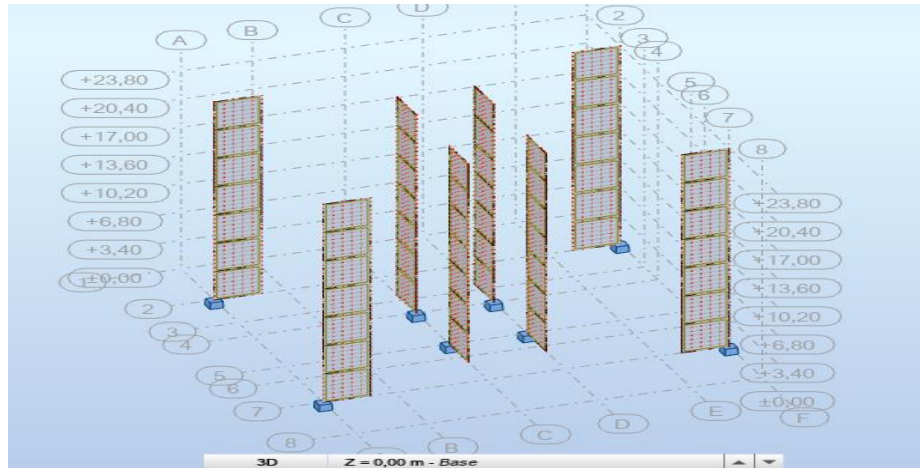
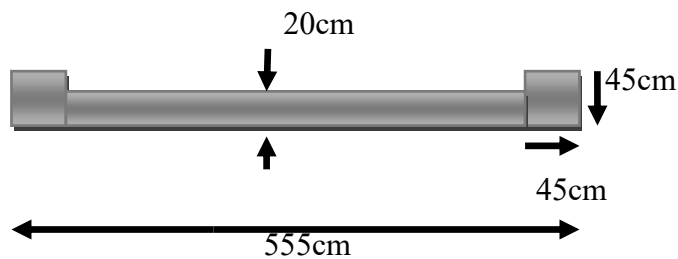


Figure IV.4 : Position de Voiles

Ferrailage des voiles

Exemple de calcul :

Voile en forme de U :



Calcul des contraintes pour le ferrailage 0.8G ± E

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

$$A = 1.24 \text{ m}^2$$

$$V = 2.775 \text{ m}$$

$$V' = 2.775 \text{ m}$$

$$I = 4.42 \text{ m}^4$$

$$N = 1115.23 \text{ KN}$$

$$M = 11456.32 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 903.12 \text{ KN}$$

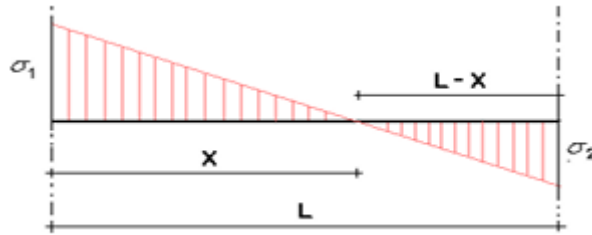
Donc :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1115.23}{1.24} + \frac{11456.32 \times 2.775}{4.42} = 8091.98 \text{ KN/m}^2 = 8.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1115.23}{1.24} - \frac{11456.32 \times 2.775}{4.42} = -6293.22 \text{ KN/m}^2 = -6.29 \text{ Mpa}$$

donc σ_1 ; σ_2 dont les signes différents, la section est partiellement comprimée

La longueur de la zone tendue :



$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 - \sigma_1} \times L \Rightarrow X = \frac{6293.22}{-6293.22 - 8091.98} \times 5.55 = 2.43\text{m}$$

$$Y = L - X \Rightarrow Y = 5.55 - 2.43 = 3.12\text{m}$$

X : la longueur de la zone tendue

Y : la longueur de la zone comprimée

Calcul de σ_3 :

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{(X - 0.45)} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_2 \times (X - 0.45)}{X}$$

$$\sigma_3 = \frac{6293.22 \times (2.43 - 0.45)}{2.43} = 5127.81 \text{KN/m} = 5.12 \text{Mpa}$$

Calcul de $F_1 ; F_2$:

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \times b_{\text{poteau}} \times h_{\text{poteau}}$$

$$F_1 = \frac{6293.22 + 5127.81}{2} \times 0.45 \times 0.45 = 1156.38 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \times \sigma_3 \times (X - b_{\text{poteau}}) \times e$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \times 5127.81 \times (2.43 - 0.45) \times 0.15 = 761.48 \text{ KN}$$

Calcul des armatures de la partie tendue

- **Tronçon AB :**

$$A_1 = \frac{F_1}{\sigma_s} \Rightarrow A_1 = \frac{1156.38 \times 10}{400} = 28.91 \text{cm}^2$$

D'après RPA2024 :

$$A_{\text{min}} = 0.2\%hb = 0.2\% \times 45 \times 45 = 4.05 \text{cm}^2$$

On prend : Pour Le Poteau $A_1 = 10T20 = 31.42 \text{cm}^2$

- **Tronçon BC :**

$$A_2 = \frac{F_2}{\sigma_s} \Rightarrow A_2 = \frac{761.48 \times 10}{400} = 19.04 \text{cm}^2 / 1.98 \text{ml} \Rightarrow A_2 = 9.62 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : $A_2 = 2(4T14) / \text{ml} = 12.32 \text{cm}^2 / \text{ml}$

Vérification vis-à-vis du R.P.A.2024

$$A_{\text{min}} = 0.2\%hb = 0.2\% \times 15 \times 198 = 5.94 \text{cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

L'espacement exigé par RPA :

$$S_t \leq \min(1.5.e = 22.5 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend $S_t = 15\text{cm}$

Remarque :

(Zone nodale) = $555/10 = 55.5$ cm environ

Vérification des contraintes dans le béton :

$$N_{\max} = 2120.13 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 11960.045 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2120.13}{1.24} + \frac{11960.045 \times 2.775}{4.42} = 9218.63 \text{ KN/m}^2 = 9.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2120.13}{1.24} - \frac{11960.045 \times 2.775}{4.42} = -5799.07 \text{ KN/m}^2 = -5.80 \text{ Mpa}$$

Vérification :

$$\sigma_1 = 9.22 \text{ Mpa} < f_{cb} = 14.78 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

$$\sigma_2 = -5.80 \text{ Mpa} < f_{cb} = 14.78 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

Calcul des armatures horizontales :

La contrainte tangentielle d'après R.P.A.2024

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{e.d}$$

Avec :

$$V_u = 903.12 \text{ KN}$$

$$\bar{v} = 1.4 \times V_u = 1264.37 \text{ KN}$$

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

$$d = 0.9 \times 3.40 = 3.06 \text{ m}$$

Donc :

$$\tau_b = \frac{1264.37 \times 10}{15 \times 306} = 2.75 < \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 4 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

$$\tau_b > 0.025 \times f_{c28} = 0.5 \quad \text{c.v}$$

$$A_h \geq 0.0025 \times e \times 100$$

$$A_h \geq 0.0025 \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(3T10) = 4.72 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min(1.5 \cdot e = 22.5 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de coutures :

$$A_c = 0.15\% \times e \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_c = 2(2T12) = 4.52 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min(1.5 \cdot e = 22.5 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage :

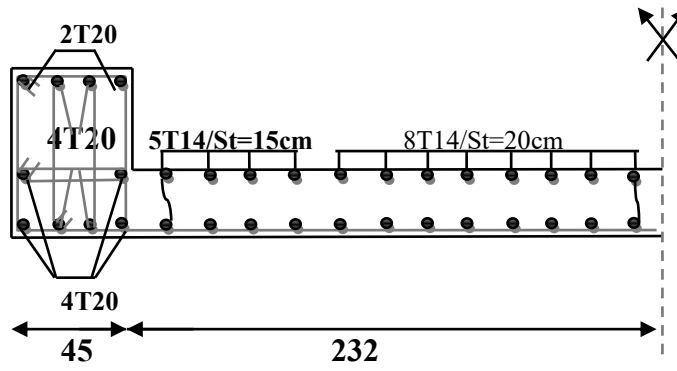


Figure .IV. 5 : schéma de ferrailage du voile en U

Chapitre 07

Chapitre 07 : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le bon sol ou cas de radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Elles posent à l'ingénieur des problèmes donc il ne faut pas sous-estimer la difficulté car elles évitent le glissement et l'ancrage de l'ouvrage. En effet, si pour bâtiments à usage d'habitation ou commercial, le coût des fondations peut descendre jusqu'à 20 à 30% du coût total de la construction.

VII.2-Choix de type de fondation:

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✓ Assurer la stabilité de la structure.
- ✓ adopter un choix économique.
- ✓ Les caractéristiques du sol support
- ✓ La facilité de réalisation
- ✓ Le type de la structure
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.

VII.2.1- Vérification du chevauchement des contraintes au niveau du sol

Calcul d'une semelle filante: selon la référence [H. THONIER] tome 1.

$$A = \frac{Q}{q}$$

A: largeur de la semelle

q : la contrainte du sol, dans notre site $q = 1,10 \text{ bar}$

P : charge à l'ELU appliquée en tête de la semelle.

P₂: poids propre de la semelle inconnu lors du dimensionnement, mais qu'on peut déterminer par approximation successive, car le poids propre ne représente que quelques pour cent de la charge appliquée; $P_2 = 5\% P$.

$$Q = P + 1.35P_2 = 1091.76 + 1.35 \times 0.05 \times 1091.76 = 1165.45 \text{ KN/m}$$

$$A = \frac{1165.45}{0.11} = 10.59 \text{ m}^2$$

Donc le passage est obligatoire au radier à cause du chevauchement des semelles.

VII.3- Ferrailage de la dalle pleine de radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le BAEL91, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x$, $M_{ty} = 0.75M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x$, $M_{ay} = 0.5M_y$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x$, $M_{ty} = 0.85M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0.3M_x$, $M_{ty} = 0.3M_y$)

➤ Calcul de α :

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.72$$

$\alpha = 0.72 \geq 0.4 \rightarrow$ Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension est supérieur à « 0.4 ». Le panneau porte dans les deux sens.

➤ Calcul de μ_x et μ_y :

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL :

$$\mu_x = 0.06$$

$$\mu_y = 0.53$$

➤ **Calcul des moments isostatiques M_{ox} et M_{oy}**

➤ **À ELU**

$$M_{ox} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2$$

Donc :

$$M_{ox} = 0.038 \times 176,29 \times 4.35^2 = 126.76 \text{KN.ml}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 67.18 \text{KN.ml}$$

Les résultats du ferrailage de la dalle du radier sont exprimés dans le tableau suivant :

Sens	Sens-X		Sens-Y	
ZONE	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Mu [kN.m]	64.24	96.13	19.41	56.94
A cm ²	3.42	5.26	1.37	3.31
Amin (BAEL) [cm ²]	6.95	6.95	6.95	6.95
A adopté [cm ²]	9.24	9.24	9.24	9.24
Ferrailages	6T14	6T14	6T14	6T14

➤ **Pourcentage minimal :**

Suivant le petit côté : $A_{y \min} \geq 8h = 4.8 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{x \min} \geq 8h [(3- \alpha)/2] = 5.4 \text{ cm}^2$ BAEL91 modifié 1999

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23.b.d.ft28/fe = 6.95 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal**

- **Sens X-X :** $St \leq \min \{3h = 120\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$St = 20\text{cm}$$

- **Sens Y-Y :** $St \leq \min \{4h = 160\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm.}$

$$St = 20\text{cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ELS} = M_{ELU} \times \frac{q_{ELS}}{q_{ELU}} = 0.73 M_{ELU}$$

Sens -X :

- Appuis $M_{ELS} = 68.65 \text{kn.ml}$

- Travée $M_{ELS} = 46.26 \text{kn.ml}$

Sens-Y :

- Appuis $M_{ELS} = 15.22 \text{kn.ml}$

- Travée $M_{ELS} = 40.81 \text{kn.ml}$

➤ Vérification des contraintes

Dans le béton :

Les contraintes de compression dans le béton et les contraintes dans l'acier doivent vérifier leur contrainte limite.

Dans voici On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1.k \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Les résultats de Vérification des contraintes sont groupés dans le tableau ci-dessous :

Sens	sens-x		sens-y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Mser	69.24	47.16	15.10	42.74
σ_{bc} [MPa]	2.65	1.77	0.56	1.59
$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	15	15	15	15

VII.4- Ferrailage des poutres (nervures):

La section de la nervure est considérée comme une section en T

Avec :

b_1 : Largeur à prendre en compte de chaque côté

➤ Sens longitudinal :

b : largeur de la dalle de compression $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$b_1 \leq \min (L/10 ; L/2) = (555/10 ; 555/2)$

$b_1 = 60 \text{ cm}$

Donc : $b = 180 \text{ cm}$

➤ Calcul des armatures :

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23.b.d.ft_{28}/f_e$

Dans ce tableau sont regroupés Ferrailage des nervures longitudinales et transversales

SENS X-X		SENS Y-Y	
ELU		ELU	
Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée

M(KN.m)	371.23	582.6	1285.45	1202.84
AS (cm ²)	11.66	18.52	34.23	31.4
Amin (cm ²)	7.21	7.21	7.21	7.21
choix des barres	6T16	6T20	6T20 + 6T20	6T20 + 6T20
Aadopt (cm ²)	12.06	18.84	37.7	37.7

➤ **Les vérifications :**

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

$$V_u = 1494.4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 2.16 \text{ Mpa}$$

• **Fissuration préjudiciable :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2.16 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (120/35 ; 180/100 ; 16\text{mm}) = 16\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 10\text{mm}$

• **Espacements :**

D'après le RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement S_t de :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) = \min (30 ; 120) = 30\text{cm}$$

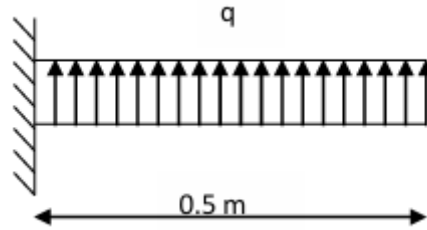
$S_t = 25$ en zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60\text{cm}$$

$S_t = 60$ en zone courante

VII.5- Ferrailage du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l=50\text{cm}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$, $h=80\text{cm}$, $q_u=285.6$, $L=0.5\text{m}$, $d=0.9 \times h$



Figur. VII.1 : schéma du débord

-Calcul à L'ELU :

- Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23.b.d.ft_{28}/f_e = 8.7$$

$$M_{\max} = \frac{qu.l^2}{2} = 140.25$$

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport à celui calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donne des armatures plus faibles que celle obtenues aux appuis de rive, Nous convenons ainsi de ferrailer le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier.

VII.6- Ferrailage des longrines :

Les longrines sont calculées selon RPA2024 « art.10.1.1 », les dimensions minimales de la section transversale sont :

- ❖ 25 x 30 cm : site de catégorie S2, S3,
- ❖ 30 x 30 cm : site de catégorie S4.

On prend section rectangulaire (30 x 40) cm²

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculées pour résistée à la traction sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$

- N = la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les point d'appuis solidarisés ($N_{\max} = 2123,4 \text{ kN}$),

- α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré. (Zone sismique III, site S3 $\Rightarrow \alpha=10$) $\Rightarrow F = 212,34 \text{ kN}$.

- ❖ **Ferrailage :**

Armature longitudinale $A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{212.34 \times 10}{500/1.15} = 4.88 \text{cm}^2$

Section d'armature minimale

$A_{RPA} = 0.006hb = 7.2 \text{cm}^2$

$A_{CNF} = 1.1 \text{cm}^2$

Alors on adopte $A = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 \text{cm}^2$

Armatures transversales

On adopte un cadre et une épingle de diamètre 8 mm

$S_t \leq \min(20 \text{cm} ; 15\phi = 21 \text{cm}) = 20 \text{cm}$

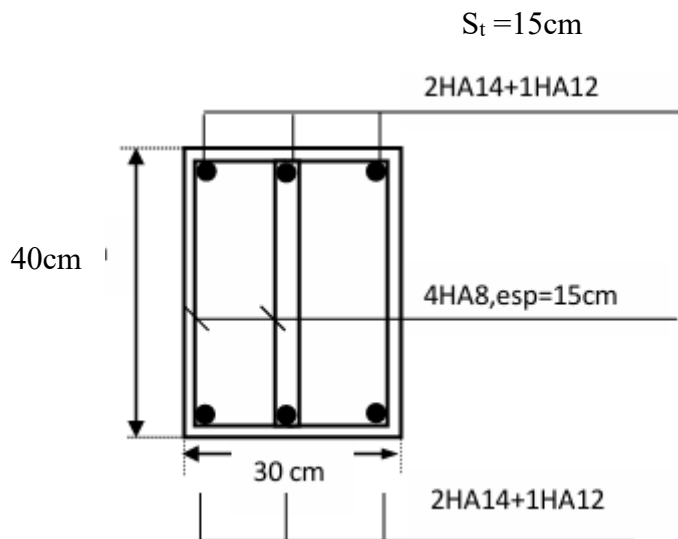


Figure . VII.2 : ferrailage- longrine

VII.7- Ferrailage du voile périphérique

D'après le RPA 2024 les ossatures au-dessous du niveau de base doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

- Dimensionnement par la R.P.A 2024 « Art: 10.1.2 » :

Les voiles doivent avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.
- ✓ les armatures sont constituées de deux nappes.

Donc on adaptera une épaisseur de 20 cm.

Méthode de calcul :

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la poussée de terre, et une surcharge de 1 t/m², nous les considérons comme un ensemble des dalles appuyés sur 4 cotés et le calcul se fera sur un bande de 1m.

Le panneau à étudier est de dimension (5.2 x 2,55) m², et d'épaisseur : e = 20 cm.

- **Calcul du rapport : Lx / Ly :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,5}{5,00} = 0,5 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,125 ; \mu_y = 0,12$$

- **Calcul de la poussée de terre :**

$$q = (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \rho) K_a.$$

Avec :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,37$$

γ : densité du terre ($\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$) ;

h : Hauteur entre nus du mur voile ($h = 2,05 \text{ m}$) ;

φ : Angle de frottement, ($\varphi = 20^\circ$) ;

ρ : Surcharge sur le remblai ;

K_a : Coefficient de poussée de terre.

$$q = (1,35 \times 20,05 \times 2,05 + 1,5 \times 10) \times 0,37 \Rightarrow q = 26,1 \text{ kN/m}^2.$$

Calcul des sollicitations :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \cdot l_x^2 \Rightarrow M_{ox} = 13,7 \text{ kN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \Rightarrow M_{oy} = 1,64 \text{ kN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} \Rightarrow M_{tx} = 11,64 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} \Rightarrow M_{ty} = 1,4 \text{ kN.m.}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 5,82 \text{ kN.m.}$$

Le ferrailage :

- **En travée :**

$$A_{tx} = 1,31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ty} = 0,16 \text{ cm}^2.$$

- **En appui :**

$$A_{ax} = A_{ay} = 0,65 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.055 \text{ cm}^2 \text{CNF ;}$$

$$A_{min} = 0.1 \times b \times h = 2 \text{ cm}^2 \text{RPA2024.}$$

Soit :

$$A_{tx} = A_{ty} = 5HA10 = 5,5 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{ax} = A_{ay} = 5T10 = 5,5 \text{ cm}^2.$$

VII.8- schéma de ferrailage :

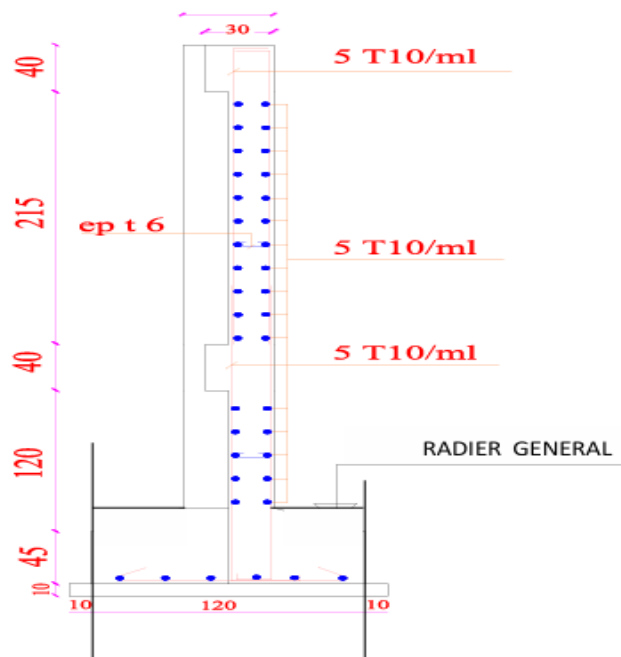


Figure .VII. 3 :Schéma de ferrailage du voile Périphérique

Conclusion

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé :

- Etude des dalles (corps creux)
- Etude d'escalier
- Etude des poutres et poteaux
- Etude d'un radier général
- Etude des murs voiles

Nous présentons, quelques difficultés rencontrées durant l'élaboration De ce projet :

- Utilisation du logiciel **ROBOT** et interprétation des résultats
- Utilisation du logiciel **AUTOCAD**

En fin, on souhaite que le modeste travail représente pour nous une bonne base dans le domaine du bâtiment et que cela nous permette d'élaborer dans notre vie professionnelle future avec moins de difficultés.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Cours pratique de mécanique des sols « tome1 » - Jean COSTET et Guy
- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA2024 »
- La fabrication du bâtiment « le second œuvre »-Gérard KARSENTY-*janvier 2001*.
- Ouvrage en béton armé –H. RENAUD et F. LETERTRE-*FOUCHER 1978*.
- Traité de béton armé « tome 4 » -André GUERRIN et Roger-Clode LAVAU *dunod 1979*.
- Calcul des Ouvrages en béton armé -M. BELAZOUGUI-*office des publications Universitaires 1991.
- DTU Règles BAEL 91 révisées 99 *EYROLLES 2000*.

Mémoires de fin d'études :

- Alam Zakaria ; Sebaa Houcine : Etude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation Contreventé par des voiles et portiques en béton, Université Ahmed zabana Relizane ,2022.
- BENAÏSSA El Amir El Mokhtar ; TAHAR El Hadj : Etude D'un Bâtiment (R + 6) à Usage D'habitation, 2022.
- ROUACHED ABDELKADER ; CHERGUI KAMAL : Etude d'un Bâtiment en Béton Armé à Usage d'Habitation en R+7 Commercial Et Services au 1er Etage, 2019.

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD 2021.
- Logiciel ROBOT.
- Logiciel EXCEL.

□