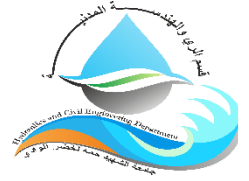




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université d'El-Oued

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique et de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Matériaux en Génie Civil

THÈME :

CALCUL D'UN BÂTIMENT R+5 A CONTREVENTEMENT MIXTE
EN BÉTON ARMÉ

❖ **Dirigé par :**

- M^{me} : Hachem Rafika

❖ **Présenté par :**

- Medjouel Mostafa
- Mahda Taher
- Chaouch Aymen
- Mida Ibrahim

Année Universitaire : 2021/2022



Dédicace


Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents pour leur bienveillance leur affection, leur soutien tout au long de ma carrière scolaire et universitaire.

A la mémoire de mes oncles

A toute ma famille

A mes frères

A mes amis et collègues



Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier mon dieu de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le parions toujours qu'il soit à nos côtés.

Ce Modest projet n'aurait pu être réalisée sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :

❖ **M^{me} Hachem Rafika** : (notre encadrée)

Nous ne trouvons pas de mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos sincères remerciements à notre superviseur pour le conseil que vous nous avons donnés, pour confiance que vous nous avez accordée et la patience dont vous avez fait preuve. Il s'agissait d'une contribution précieuse à l'achèvement de ce projet.

❖ **Mr. Boukhezna Abdel djaouad** (Ingénieur GC)

Les mots ne peuvent exprimer mes remerciements et ma gratitude au frère, ami et ingénieur civil qui mérite ce certificat pour ce soutien et précieux conseils qui nous ont aidés à mener à bien ce projet. Alors merci beaucoup pour lui que dieu accepte son travail, le protégé, le bénisse et augmente ses connaissances

On remercie tous les enseignants du département Génie civil d'université d'El oued pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous devons un grand merci à tous nos amies pour leur soutien moral et tous ceux qui nous chers

Le Sommaire

Titre	Page
Introduction Générale	1

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux

I.1-Introduction	3
I.1.1. Présentation de l'ouvrages	3
I.1.1.1 Caractéristique géométrique	3
I.1.1.2 Description de l'ossature	4
I.1.2-Règles et Hypothèses de calcul	5
I.2.1-Le règlement de [BAEL]	5
I.2.2-Le règlement de [RPA99/version2003]	7
I.3-Caractéristique de matériaux	7
I.3.1-Béton	7
I.3.2-Acier	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement Des Éléments Et Descente Des Charges

II.1-Introduction	14
II.1.1- Les plancher	14
II.1.1.1- Planchers à corps creux	14
II.1.1.2 Plancher dalle pleine	17
II.1.2- Les poutres	19
II.1.2.a- Pré dimension de la poutre principale	20
II.1.2.b- Pré dimension de la poutre secondaire	20
II.1.3- Les voiles	21
II.1.4- Des escaliers	23
II.1.5- Les Poteaux :	26
II.2-La descente des charges	27
II.2.1-Evaluation des charges	27
II.2.2-Les Surcharges d'exploitation	33
II.2.3- Calcul l'effort ultime Nu	33

Chapitre III : Etude Des Éléments Secondaire (Non Structuraux)

III.1-Introduction	38
III.1.1-Etude des poutrelles	38
III.1.1.1-Détermination des sollicitations des poutrelles	39
III.1.1.2- Calcul des armatures	49
III.1.1.3- Vérification à l'ELU	50

III.1.1.4 : Vérification à l'ELS	53
III.1.1.5-La dalle de compression	61
III.1.1.5.1-Le ferrailage	61
III.1.2- Balcons	62
III.1.2.1 Définition	62
III.1.2.2-Détermination des charges et surcharges	62
III.1.2.3-Calcul à l'état limite ultime	63
III.1.2.4- Ferrailage	64
III.1.2.4.1- Vérification à l'ELU	64
III.1.2.4.2- Vérification à l'ELS :	66
III.1.2.5- Etat limite d'ouverture des fissures	66
III.1.3 -Etude de L'acrotère	68
III.1.3.1- Détermination des sollicitations	68
III.1.3.2- Ferrailage de l'acrotère	69
III.1.3.3- Vérification	70
III.1.4. Etude d'escalier	74
III.1.4.1 Principe de calcul	74
III.1.4.2-Efforts internes	75
III.1.4.3 Calcul des armatures	82
III.1.4.4-Vérification de l'effort tranchant	84
III.1.4.5- Vérification a l'ELS :	84
III.4.6-Vérification de la flèche :	85
III.1.5- Etude de la poutre palière :	87
III.1.5.1-Prédimensionnement de la poutre palière :	87
III.1.5.2- Charges qui agissent sur la poutre palière	88
III.1.5.3- Calcul à l'ELU	88
III.1.5.4 Le ferrailage	90
III.1.5.5- Calcul à l'ELS	93
III.1.5.6-Calcul de la poutre palière à la torsion	94
III.1.5.6.1-Calcul de la contrainte de cisaillement	94
III.1.5.6.2-Calcul des armatures équilibrées à la torsion	

Chapitre IV : Etude Sismique Et Dynamique

IV.1-Introduction	96
IV.1.1-Critère de classification	96
IV.1.1.1-Classification des zones sismique	96
IV.1.1.2-Classification des ouvrages selon leur importance	96
IV.1.1.3-Classification des sites	97

IV.1.2- Choix de la méthode de calcul	97
IV.1.2.1-Méthode statique équivalente	98
IV.1.2.1.1- Conditions d'application	98
IV.1.2.1.2-Principe de la méthode statique équivalente	98
IV.1.2.1.3-Modélisation	98
IV.1.2.1.4-Calcul de la force sismique totale	99
IV.1.2.1.5-Distribution des forces sismique selon la hauteur	102
IV.1.2.1.6-Distribution horizontale des forces sismiques	103
IV.1.2.2- Méthode dynamique modale spectrale	104
IV.1.2.2.1-Domaine d'application	104
IV.1.2.2.2-Principe	104
IV.1.2.2.3-Modélisation	104
IV.1.2.2.4- Spectres de réponse	104
IV.2.2.5- Vérification de la période	107
IV.2.2.6-Vérification de la résultante des forces sismique (RPA99/version2003)	108
IV.2.2.7-Vérification de l'effort normale réduit	108
IV.2.2.8-Vérification vis-à-vis des déformations	108
IV.1.2.2.9-Vérification de l'excentricité	110
IV.1.2.2.10-Vérification vis-à-vis l'effet $P - \Delta$	110
IV.5-Conclusion	111

Chapitre V : Etude Des Éléments Structuraux

V.1-Introduction	109
V.1.1-Etude des poutres	109
V.1.2-Ferraillage des poutres	109
V.1.2.1- Ferraillage de la poutre principale	110
V.1.2.2- Ferraillage de la poutre chinage	114
V.1.2- Etude des poteaux	118
V.1.2.1-Calcul le ferraillage poteau	121
V.1.3-Etude des voiles	128
V.1.3.1- Calcul le ferraillage des voiles	133
V.1.3.1.1-Caractéristique géométrique du voile	133

V.1.3.1.2- Ferrailage sous combinaison ($0.8G \pm E$)	133
V.1.3.7- Vérification au cisaillement	136

Chapitre VI : Etude Des Fondations

VI.1-Introduction	139
VI.1.1-Dimensionnement de la semelle	140
VI.1.1.1-Vérification de type de la semelle	140
VI.1.2-Semelle isolée	141
VI.1.2.1-Ferrailage semelle isolée	141
VI.1.4-La semelle filante sous voiles	142
VI.1.4.1-Prédimensionnement de la semelle filante sous voile I	142
VI.1.4.2-Ferrailage	142
VI.1.5-Etude de longrine	144
VI.1.5.1 Dimensionnement de la longrine	144
VI.1.5.2-Ferrailage	145

Liste Des Figures

Titre	Page
Chapitre I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux	
Figure I.1.2.1 : Diagramme des déformation limites de la traction	6
Figure I.1.3.1.1 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU	9
Figure I.1.3.1.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	9
Figure I.1.3.2.1 : Diagramme contraintes déformations	12
Chapitre II : Pré-Dimensionnement Des Éléments Et Descente Des Charge	
Figure II.1.1.1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux	14
Figure II.1.1.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	15
Figure II.1.1.3 : Coupe transversale d'une poutrelle	16
Figure II.1.1.4 : Dalle pleine en béton armé	17
Figure II.1.2.1 : Section d'une poutre en béton armé	19
Figure II.1.2.2 : Section des poutres adoptée	20
Figure II.1.3.1 : Coupe de voiles en élévations	21
Figure II.1.3.2 : Coupe de voile en plan	22
Figure II.1.4.1 : Schéma d'escalier	23
Figure II.2.1.1 : Plancher terrasse	28
Figure II.2.1.2 : Plancher étages courants + RDC	29
Figure II.2.1.3 : Coupe transversales d'un murs extérieurs	30
Figure II.2.1.4 : Schéma de l'acrotère	31
Figure II.2.3.1 : Surface d'influence du poteau	33
Chapitre III : Etude Des Éléments Secondaire (Non Structuraux)	
Figure III.1.1.1-Schéma de la disposition de poutrelle	40
Figure III.1.1.2 : Schéma du 1 ^{ere} type de poutrelle	41
Figure III.1.1.3 : Schéma du 2 ^{eme} type de poutrelles	41
Figure III.1.1.4 : Schéma du 3 ^{eme} type de poutrelles	41

Figure III.1.1.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1 ^{er} type)	45
Figure III.1.1.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2 ^{eme} type)	47
Figure III.1.1.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3 ^{eme} type)	48
Figure III.1.1.8 : Dimension de la section Te	49
Figure III.1.1.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (1 ^{er} type)	54
Figure III.1.1.10 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2 ^{eme} type)	56
Figure III.1.1.11 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (3 ^{eme} type)	57
Figure III.1.1.13 : Ferrailage de poutrelle	61
Figure III.1.2.1 : Balcons	62
Figure III.1.2.2 : Schéma statique de calcul de balcon	63
Figure III.1.2.3 : Coupe de balcon	67
Figure III.1.3.1-Schéma statique de calcul de l'acrotère	68
Figure III.1.3.2 : Schéma de calcul de l'acrotère	69
Figure III.1.3.3 : Plan de ferrailage de l'acrotère	73
Figure III.1.4.1: Schéma statique d'escalier	75
Figure III.1.4.2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU	77
Figure III.1.4.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELS	78
Figure III.1.4.5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS	81
Figure III.1.4.6 : Section a ferrailé	82
Figure III.1.4.7 : Schéma du ferrailage de la volée de l'escalier	86
Figure III.1.5.1 : Shéma statique de la poutre palière	87
Figure III.1.5.2 : Diagramme de M et T à l'ELU	89
Figure III.1.5.3 : Schéma ferrailage de poutre palière	95

Chapitre IV : Etude Sismique Et Dynamique

Figure IV.1.1 : Structure avec le voile	105
Figure IV.1.2 : Mode 1 période 0.46	106
Figure IV.1.3 : Mode 2 période 0.43	106
Figure IV.1.4 : Mode 3 période 0.33	107

Chapitre V : Etude Des Éléments Structuraux

Figure V.1.1.1 : Ferrailage de poutre principale	117
Figure V.1.1.2 : Ferrailage de poutre chinage	117
Figure V.1.2.1 : Ferrailage du poteau	127
Figure V.1.3.1 : Section partiellement comprimée	128
Figure V.1.3.2 : Section partiellement comprimée	129
Figure V.1.3.3 : Section entièrement tendue	130
Figure V.1.3.4 : Section entièrement comprimée	130
Figure V.1.3.5 : disposition des armatures verticales dans les voiles	132
Figure V.1.3.6 : Ferrailage du voile et poteau	137

Chapitre VI : Etude Des Fondations

Figure VI.1.1 : Limite des fondations superficielles et profondes	140
Figure VI.1.2.1 : Ferrailage de semelle isolé	142
Figure.VI.1.4.1 : Ferrailage de la semelle filante	143
Figure VI.1.5.1 : Ferrailage de longrine	145

Liste Des Tableaux

Titre	Page
Chapitre I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des Matériaux	
Tableau I.1.3.2.1 : Caractéristique mécanique des aciers	11
 Chapitre II : Pré-Dimensionnement Des Éléments Et Descente Des Charges	
Tableau II.2.1.1 : Evaluation des charge permanentes du plancher terrasse.	28
Tableau II.2.1.2 : Evaluation des charge permanentes du plancher étages courants + RDC	29
Tableau II.2.1.3 : Evaluation des charge permanentes du balcon	30
Tableau II.2.1.4 : Evaluation des charges permanente de murs extérieurs	30
Tableau II.2.1.5 : Evaluation des charges permanente de palier de repos	32
Tableau II.2.1.6 : Evaluation des charges permanente de paillasse de volée I et II	32
Tableau II.2.1.7 : Les charges d'exploitation des éléments	33
Tableau II.2.3.1 : Descente des charges sur poteau centrale	34
 Chapitre II : Etude Sismique Et dynamique	
Tableau IV.1.1-Valeurs des pénalités pq	101
Tableau IV.1.2-	103
Tableau IV.1.3- Distribution horizontale des forces sismique	103
Tableau IV.1.2 : Période de participation massique pour structure	107
Tableau.IV.1.3 : Vérification de l'effort normal réduit	108
Tableau IV.1.4-Valeurs des déplacements calculée et admissible (m)	109
Tableau IV.1.5-Valeurs des déplacements calculée et admissible (m)	109
Tableau IV.1.6-Vérification de l'excentricité	110
Tableau IV.1.7-Tableau de P – Δ Sens x-x	110
Tableau IV.1.8-Tableau de P – Δ Sens y-y	111

Chapitre V : Etude Des Éléments Structuraux

Tableau.V.1.3.1 : Prédimensionnement des voiles

113

Liste des Symboles

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

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

Ø : Diamètre des armatures, mode propre

C : Cohésion

η: facteur de correction d'amortissement.

ξ: amortissement critique

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

q : Capacité portante admissible

Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité

F_{fr} : Force de frottement.

R : Force résultante ; Réaction ; coefficient de comportement.

σ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

σ_b : Coefficient de sécurité dans le béton

S_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

T_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ: Contrainte tangentielle.

b : Coefficient de pondération

σ_{sol}: Contrainte du sol.

ρ: Masse volumique.

v: Coefficient de poisson de béton.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente

X : Déformation relative.

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.

St : Espacement.

l : Elancement.

e : Epaisseur ; excentricité

N_q, N_g, N_c : Facteur de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

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.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres

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.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

I : Rayons moyen

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

d : rapport de l'aire d'acier à l'aire du béton

Y : positions de l'axe neutre

I₀ : Moment d'inertie de la section total homogène.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

الملخص

المبنى الذي تمت دراسته في هذه الأطروحة يتكون من طابق أرضي تجاري بالإضافة الى خمس طوابق للأستعمال السكني

خصوصية المبنى أدت الى دراسة زلزالية مفصلة للمبنى

الغرض من هذه الدراسة هو نمذجة الهيكل بواسطة برنامج حساب العناصر المحددة

Robot 2014 لأجراء تحليل الوسائط والتصميم الزلزالي وأيضاً مراحل انشاء لهذا المبنى

تم دمج التفاعل بين الأرض والهيكل بواسطة الأساسات واستخدمت نتائج حساب مقتطفات برنامج للتحقق من استقرار المبنى

وسمحت بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية

BAEL91, CBA93, RPA99/Version2003

أجريت العمليات الحسابية وفقاً للأنظمة الجزائرية

Résumé

Le bâtiment, étudié dans ce mémoire, est constitué de rez-de-chaussée commercial et de 5 étages D'usage d'habitation. La spécificité du bâtiment fait l'objet d'une étude parasismique détaillée.

Le but de l'étude est la modélisation de la structure avec un logiciel de calcul aux éléments finis Robot 2014, afin d'effectuer l'analyse modale et le calcul sismique, mais aussi les étapes de réalisation de ce bâtiment.

L'interaction entre le sol et la structure est intégrée par fondations, Les résultats extraits du logiciel de calcul ont permis de vérifier la stabilité de ce bâtiment, ses déformées et le ferrailage de ses voiles de contreventement.

Les calculs ont été effectuée d'après les règlements algériens : **RPA99/V2003, CBA93, et BAEL 91.**

Mots clés :

Béton armé-Bâtiment – séisme – RPA99/V2003- BAEL91- Poteaux-Poutre.

Introduction Générale

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (**B.A.E.L.91**) et les règles parasismiques algériennes **R.P.A 99(03)** sont utilisées dans ce projet, certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel **AUTOCAD**.

Chapitre I:
Présentation De L'ouvrage Et Caractéristique Des
Matériaux

I.1-Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé

L'ouvrage en question est un bâtiment mixte (portique + voile) en R+5

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la (BAEL) et le (RPA)

I.1.1. Présentation de l'ouvrages :

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation.

L'ouvrage sera implanté à Annaba, ville située en **zone II_a**, des sismicité moyenne, selon le règlement parasismique algérien [RPA99/version2003].

I.1.1.1 Caractéristique géométrique :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulières en plan, de dimensions suivantes :

- Hauteur des étages courants..... 3.20m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 4.08m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 20.08m
- Longueur totale du bâtiment en plan..... 23.40m
- Largeur totale du bâtiment en plan..... 18.10m

I.1.1.2 Description de l'ossature :

▪ **Planchers :**

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- a) Facilité de réalisation.
- b) Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- c) Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- d) Raison économique

▪ **Conception structurale :**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portique auto-stable en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

▪ **Escaliers :**

Le bâtiment comporte un seul type d'escalier à deux volées et un palier. Les escaliers sont coulés sur place.

▪ **Maçonnerie :**

Ma maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse

- a) Les murs extérieurs sont constitués en double parois de brique (10cm et 15cm) d'épaisseur séparés par une l'âme d'air de 5cm épaisseur.
- b) Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm

▪ **L'acrotère :**

Au niveau terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10cm d'épaisseur.

▪ **Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

I.1.2-Règles et Hypothèses de calcul :

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

I.1.2.1 Le règlement [BAEL91]

Basé sur la théorie des états limites.

- a) **Etats limites ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :
- Equilibre statique (renversement du bâtiment)
 - Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
 - Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est $q = 1.35G + 1.5Q$

→ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droite et planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs
 - L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).
- **Pivot A :** Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** Les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

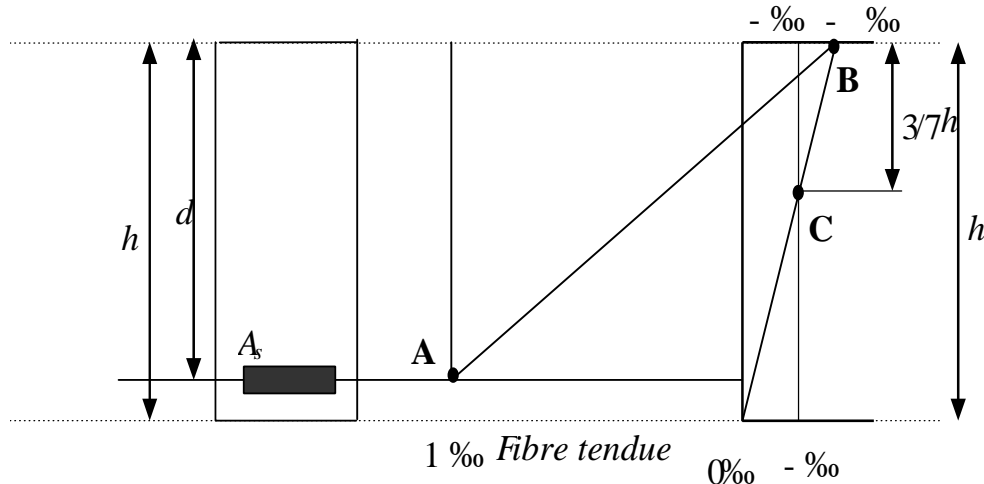


Figure I.1.2.1 : Diagramme des déformation limites de la traction

b) **Etat limites de service (ELS) :** constituent les frontières aux de la desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou des ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de la traction des aciers pour limités l'ouverture des fissures)
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton

La combinaison d'action à l'état limite de service est $q = G+Q$

→ **Hypothèses :**

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

I.1.2.2 [RPA99] /version2003 :

Elles sont applicables à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière.

Le but de règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismique et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondation.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

I.1.3 Caractéristique des matériaux :

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

I.1.3.1-Béton : Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

▪ **Matières constitutives du béton :**

Les compositions courantes de 1m³ de béton est la suivante :

- 350 Kg de ciment de 42.5R
- 530 L de sable
- 740L de gravillon
- 175 L d'eau de gâchage

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

- 350 Kg de ciment de 42.5R
- 400 L de sable Ds < 5 mm
- 800 L de gravillon 5mm < Ds < 25mm
- 175 L d'eau de gâchage.

- **Caractéristique physique et mécanique du béton**
- **Masse volumique :** Elle varie entre 2200 à 2500 Kg/m³ suivant la qualité d'acier mise
Dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2500Kg/m³
- **Résistance caractéristique :** compte tenu de la durée des réactions chimique qui est de 28 jours (réaction achevée à 90 %), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on à été amené à se fixer une valeur de **25 Mpa** pour f_{c28} et par conséquent : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$ Mpa
Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

Contrainte limite :

1). **A P'ELU :** est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} \cdot f_{c28}$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action. Il est fixé à

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h,

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 : lorsqu'elle elle est inférieur à 1h

Le coefficient de la minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton

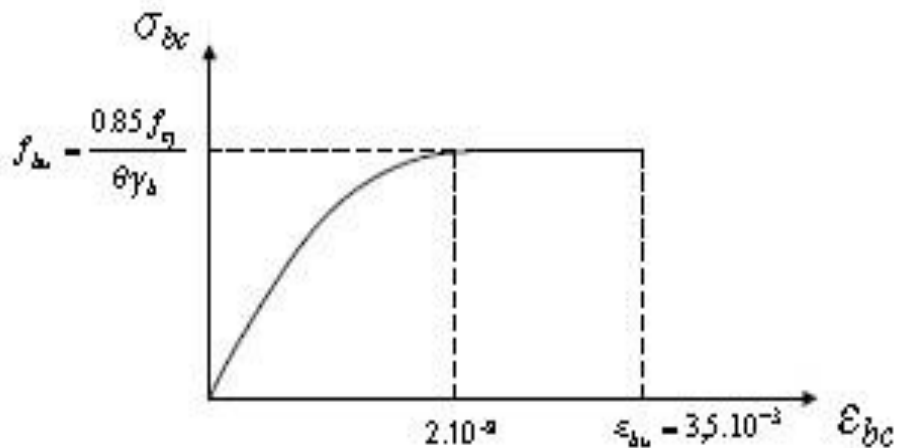


Figure I.1.3.1.1 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU

à l'ELS : est donné par $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

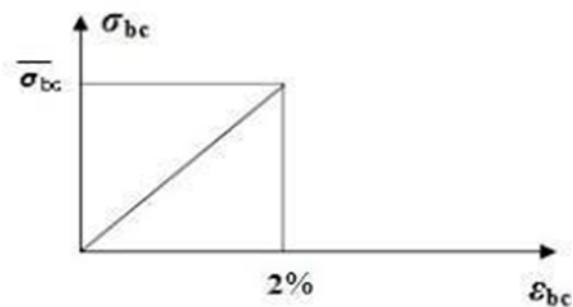


Figure I.1.3.1.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

Contrainte ultime de cisaillement de béton :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \tau_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ avec

V_u : effort tranchant

b, d Dimensions de la pièce.

Les armatures transversales perpendiculaire à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$$\tau_u = \text{Min}(0.13.f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \text{Min}(0.1.f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).}$$

Module de déformation longitudinal du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après **[BAEL.91]**.

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

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{i28} = 32164.2\text{Mpa}$$

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{v28} = 10721.4\text{Mpa}$$

- **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformation transversales et des déformation longitudinal

Noté. ν . Conformément au règlement **[BAEL.91]** :

à l'ELU : $\nu = 0 \rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

A l'ELS : $\nu = 0.2 \rightarrow$ Calcul des déformations (béton non fissuré)

I.1.3.2 Acier :

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone,
- Aciers durs pour 0.25 à 40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **$E_s = 200000\text{Mpa}$**

▪ **Caractéristique mécanique :**

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelque exemple d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (Mpa)	ϵ_{es} ‰	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriqués
Treillis	$\varnothing \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis Soudés uniquement emploi courant
	$\varnothing > 6\text{mm}$	441	1.917	


Tableau I.1.3.2.1 : Caractéristique mécanique des aciers

Treillis soudé : pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudé.

- **Contraintes limite de l'acier :**
- **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

 f_e : Contrainte limite élastique

 ϵ_s : déformation (allongement) relatives de l'acier.

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

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

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

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situation accidentelles.

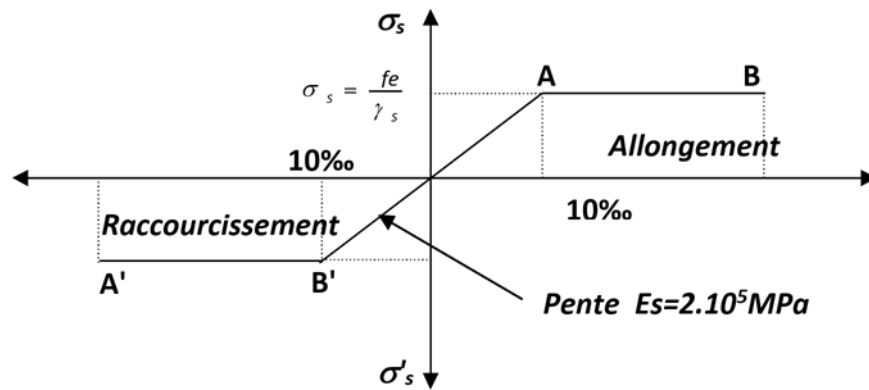


Figure I.1.3.2.1 : Diagramme contraintes déformations.

- **Contrainte à ELS :**

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

1. **Fissuration peu nuisible :** pas de vérification.
2. **Fissuration préjudiciable :** $\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (Mpa)
3. **Fissuration très préjudiciable :** $\sigma_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (Mpa)

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les acier ronds lisse

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

- **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

Chapitre II :
Pré-Dimensionnement Des Éléments Et Descente Des
Charges

II.1-Introduction :

Le prédimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **CBA93** et du **RPA99/Version 2003** pour arriver à déterminer une épaisseur économique.

II.1.1- Les plancher :

II.1.1.1- Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou « **entrevous** » qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings) ;
- Les **poutrelles** en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous.

Les plancher est entouré par un chaînage horizontal.

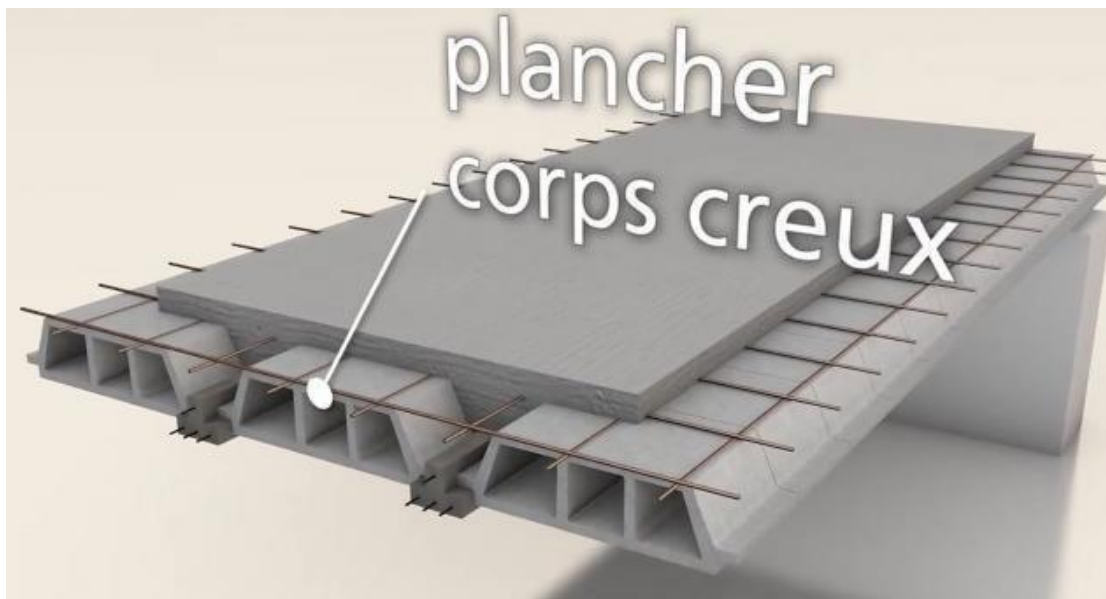


Figure II.1.1.1: Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

a. Dimensionnement des planchers :

Selon les règles du **CBA93 (Art : 6.8.4.2.1)**, Le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Ou,

- h_t : Hauteur total du plancher.
- L_{max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelle adoptées

Nous avons longueur maximale de poutrelle entre nus d'appuis : $L_{max} = 360\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ donc, } h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16\text{cm}$$

Alors, on adopte $h_t = 20\text{cm}$ soit un plancher (16+4)

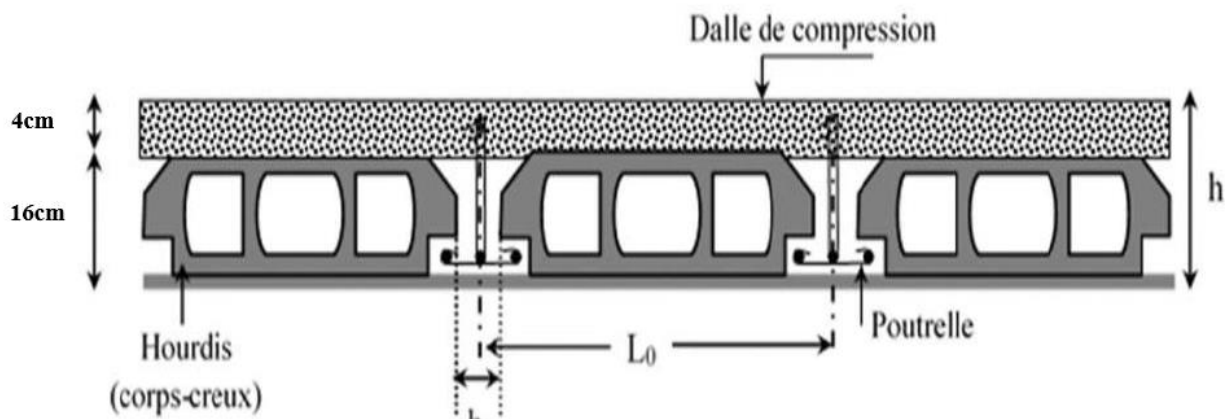


Figure II.1.1.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

→ **-Poutrelle :**

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher elles sont calculent à la flexion simple (solidaire avec la dalle de compression)

- h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).
- h_0 : Hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : Largeur de nervure, $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \cdot h$.
- b : Largeur efficace.

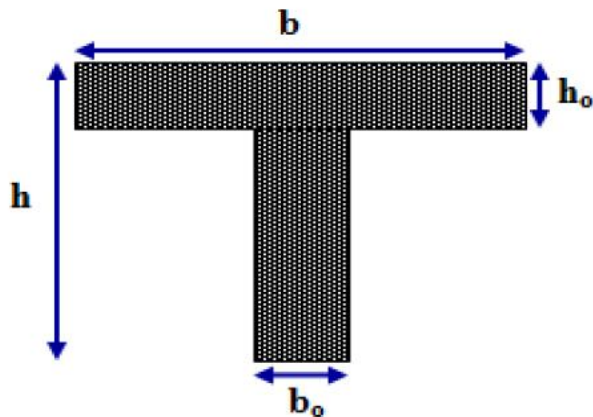


Figure II.1.1.3 : Coupe transversale d'une poutrelle

D'après le **CBA93** (Art 4.1.3), la largeur efficace b est déterminée comme suit

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10} \right)$$

Avec :

- L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.
- L_y^{\min} : Longueur min entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre projet nous avons :

- b_0 est pris égal à 12cm pour des raisons pratiques
- h_0 (épaisseur de la dalle de compression) = 4cm
- L_1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives. $L_1 = 65\text{cm}$

$$L_x = L_1 - b_0 \rightarrow L_x = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

$$L_y^{\min} = 310\text{cm}$$

On remplace ces valeurs dans la formule précédente on trouve :

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min \left(\frac{53}{2}, \frac{310}{10} \right) \rightarrow \frac{b - 12}{2} \leq 26.5 \rightarrow b = 65\text{cm}$$

II.1.1.2 Plancher dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre, voile ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux)

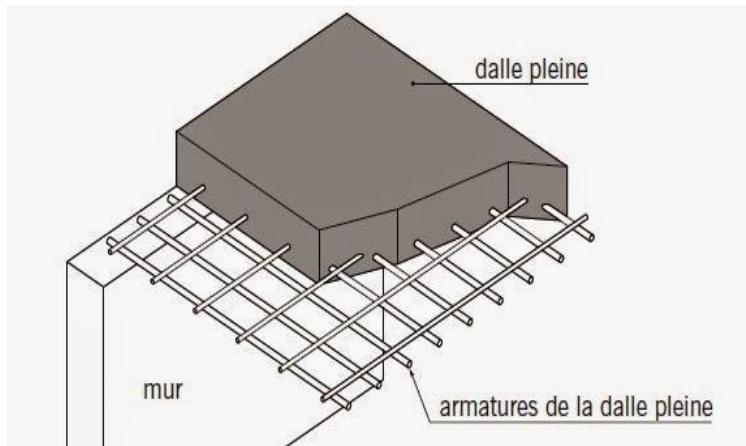


Figure II.1.1.4 : Dalle pleine en béton armé.

a. Dimensionnement d'une dalle pleine :

Le dimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle.

Avec :

L_x : le plus petit côté de la dalle.

L_y : Le plus grand côté de la dalle

L'épaisseur de la dalle (e) aux dalles résulte des conditions :

- **De résistance à la flexion :**

Si $\alpha < 0.4$ Dalle portant uniquement dans le sens de la petite portée. On adopte :

- $e \geq \frac{L_x}{30}$ pour un panneau isolé ;
- $e \geq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle continue ;

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ dalle portant uniquement dans deux directions, on adopte

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour un panneau isolé ;
- $e \geq \frac{L_x}{25}$ pour une dalle continue ;
- **De sécurité vis-à-vis de l'incendie**
- $e \geq 7\text{cm}$ pour 1 heure de coupe-feu ;
- $e \geq 7\text{cm}$ pour 2 heure de coupe-feu ;

1^{ère} condition :

Nous avons

- Dalles sur deux coté (Balcon)

Alors on adopte :

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{135}{30} = 4.5\text{cm}$$

2^{ème} condition :

- On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe de feu qui est déterminant.

On opte : **12cm** d'épaisseur pour tous les balcons.

II.1.2- Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaire, en I ou en T.....) leur rôle est transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du **RPA99/V2003** et **CBA93**.

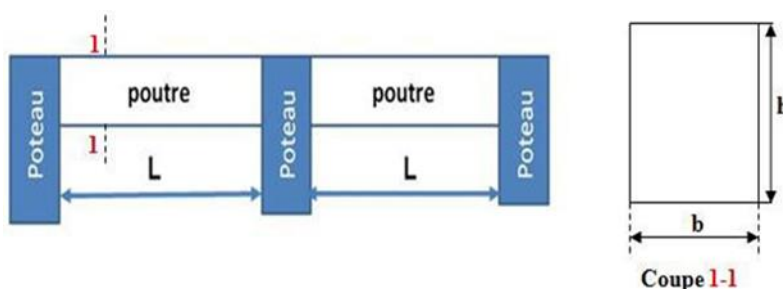


Figure II.1.2.1 : Section d'une poutre en béton armé

a. Dimensionnée des poutres :

La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante

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

Où

- L_{\max} : Longueur de portée maximale de poutre entre nus d'appuis
- h : Hauteur de la poutre.

La longueur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

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

b. Vérification selon RPA99/V2003

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$ (b_1 le plus petite dimension de la section du poteau)

II.1.2.a- Pré dimension de la poutre principale :

- La hauteur de la poutre :

Nous avons $L_{\max}(\text{entre nus}) = 490 - 35 = 455$, Donc $\begin{cases} \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \\ 30.33 \leq h \leq 45.5 \end{cases}$ on prend : **h = 40cm**

- La longueur de la poutre est en fonction de sa hauteur,

Donc : $\begin{cases} 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$ on prend : **b = 30cm** Pour des raisons de sécurité (le minimum des sections de béton est (30x30)).

II.1.2.b- Pré dimension de la poutre secondaire :

- La hauteur de la poutre :

Nous avons $L_{\max}(\text{entre nus}) = 395 - 35 = 360$, Donc $\begin{cases} \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \\ 24 \leq h \leq 36 \end{cases}$ on prend : **h = 35cm**

- La longueur de la poutre est en fonction de sa hauteur,

Donc : $\begin{cases} 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \end{cases}$ on prend : **b = 30cm** Pour des raisons de sécurité (le minimum des sections de béton est (30x30)).

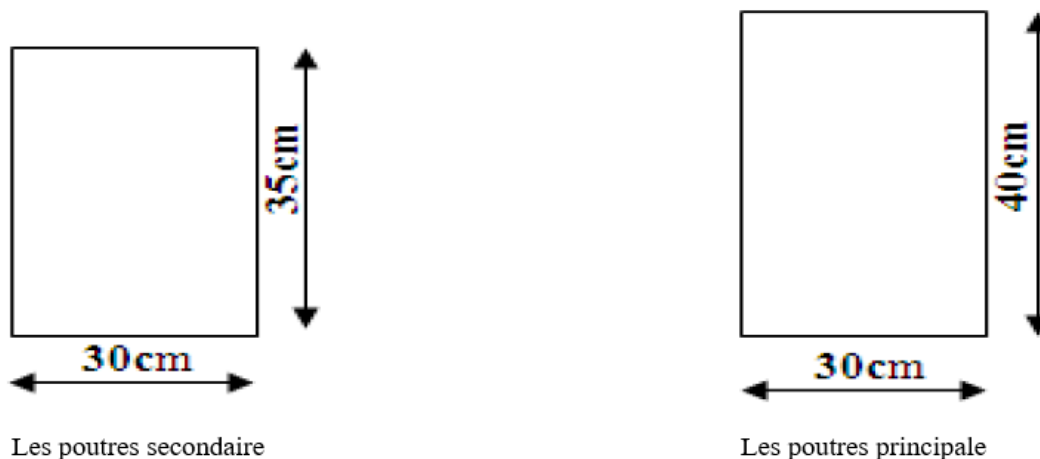


Figure II.1.2.2 : Section des poutres adoptée

II.1.3- Les voiles :

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

a. Prédimensionnement des voiles :

D'après le RPA99/Version2003 les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

- L : portée des voiles ;
- a : Epaisseur du voile ;

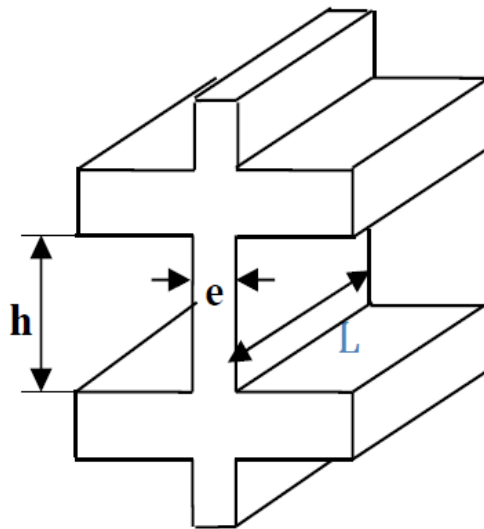


Figure II.1.3.1 : Coupe de voiles en élévations

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm selon le RPA99/V2003. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique sur la figure :

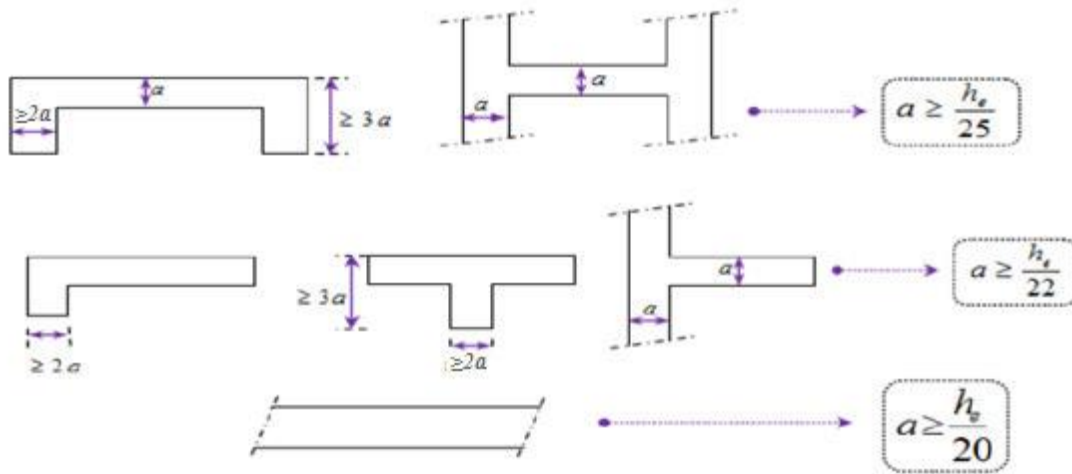


Figure II.1.3.2 : Coupe de voile en plan

- Au niveau du RDC

$h_e = (408 - 40) = 368\text{cm}$. (40cm hauteur de la poutre).

$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18.4\text{cm}$. On opte pour une épaisseur $e = 20\text{cm}$.

$e_{\min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm}$ Condition vérifiées.

$L \geq 4 \cdot a \rightarrow 180\text{cm} > 4 \times 20 = 80\text{cm}$ Condition vérifiées.

- Au niveau d'étage courant :

$h_e = (320 - 40) = 280\text{cm}$. (40cm hauteur de la poutre).

$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$. On opte pour une épaisseur $e = 20\text{cm}$.

$e_{\min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm}$ Condition vérifiées.

$L \geq 4 \cdot a \rightarrow 180\text{cm} > 4 \times 20 = 80\text{cm}$ Condition vérifiées.

II.1.4- Des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposent sur des paliers coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h), on utilise de formule **BLONDEL**.

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

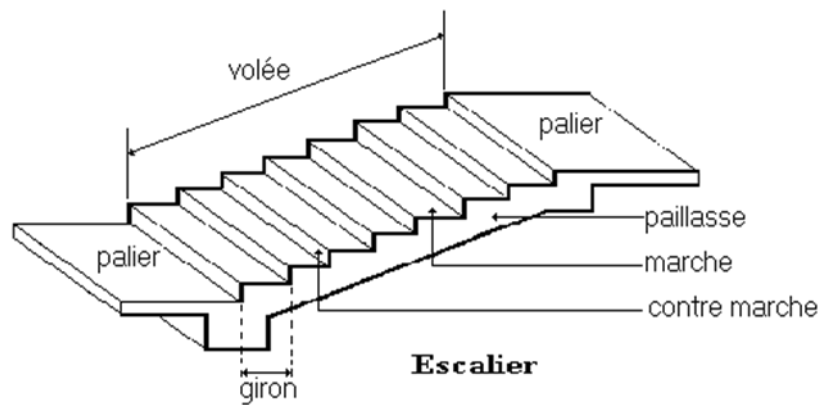


Figure II.1.4.1 : Schéma d'escalier

Soit :

- H : Hauteur de la volée.
- L : Longueur de la volée
- n': Nombre de contre marche.
- n : Nombre de marche
- g : Giron
- h : Hauteur de la contre marche

a. Dimension des escaliers :

- **Pour la volée (I)**

- Les contres marche « h » : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Nous avons

- $h_e = 3.20\text{m}$
- Nombre de contre marche $n' = 9$

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{320}{2} = 160\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n'} = \frac{160}{9} = 17.7\text{cm} \rightarrow \mathbf{h = 18\text{cm}}$$

- Les marches « g » : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

On utilise la méthode de **BLONDEL** :

$$g + 2h = 66 \rightarrow g + 2(18) = 66 \rightarrow \mathbf{g = 30\text{ cm}}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} \rightarrow L = g(n-1) = 30(9-1) \rightarrow \mathbf{L = 240\text{cm}}$$

- **Prédimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le prédimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$L_1 = \sqrt{H^2 + L^2} = L_1 = \sqrt{160^2 + 240^2} = 277.85\text{cm}$$

$$\frac{277.85}{30} \leq e \leq \frac{277.85}{20} \rightarrow 9.26\text{cm} \leq e \leq 13.89\text{cm}$$

On prend $e = \mathbf{14\text{cm}}$.

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{Arctan}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{160}{240} = 0.666 \rightarrow \alpha = 33.69\text{cm}$$

- **Pour la volée (II)**

- Les contres marchent « h » : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Nous avons

- $h_e = 3.20\text{m}$
- Nombre de contre marche $n' = 9$

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{320}{2} = 160\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n'} = \frac{160}{9} = 17.7\text{cm} \rightarrow \mathbf{h = 18\text{cm}}$$

- Les marches « g » : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

On utilise la méthode de **BLONDEL** :

$$g + 2h = 66 \rightarrow g + 2(18) = 66 \rightarrow \mathbf{g = 30\text{ cm}}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} \rightarrow L = g(n-1) = 30(9-1) \rightarrow \mathbf{L = 240\text{cm}}$$

- **Prédimensionnement de la pailasse et du palier :**

Le prédimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$L_1 = \sqrt{H^2 + L^2} = L_1 = \sqrt{160^2 + 240^2} = 277.85\text{cm}$$

$$\frac{277.85}{30} \leq e \leq \frac{277.85}{20} \rightarrow 9.26\text{cm} \leq e \leq 13.89\text{cm}$$

On prend $e = 14\text{cm}$.

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{Arctan}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{160}{240} = 0.666 \rightarrow \alpha = 33.69\text{cm}$$

II.1.5- Les Poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU

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

Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

D'après le **CBA93**, l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être égale valeur suivante :

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

Avec :

- B_r : section réduite du poteau (en cm^2) ;
- $B_r = (b - 2cm) \times (a - 2 cm)$ Pour une section rectangulaire.
 $B_r = (a - 2cm)^2$ Pour une section carrée.
- A : section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton ;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ;
- $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable) ;
- $\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité d'acier ;
- α : Coefficient réducteur, fonction de l'élanement mécanique (λ) qui prend la valeur :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35}\right)\right]}$$

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

On fixe l'élanement mécanique λ à la valeur 35 pour être toujours dans la compression centrée suivants l'article **B.8.4.1** de **CBA93** d'où :

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2(1))} = 0.708$$

$$\text{Donc : } N_u \leq \alpha \left(B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \rightarrow B_r \geq 0.066 N_u$$

Selon les règles parasismique **RPA99/v2003**. Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on à :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} < 4$

→**Remarque :**

On choisit un poteau carré (35 x 35)

II.2-La descente des charges :

II.2.1-Evaluation des charges :

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charge permanentes qui présente le poids mor.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.
- **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumique en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le DTR des charges permanentes et charges d'exploitation.

- **Les charges d'exploitation :**

D'après le document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**. Les charges d'exploitation sont définies comme celle qui résultats de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux des équipements fixe.

Les valeurs des charges d'exploitation sont en fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.

- Des dégressions horizontal ou verticales retenues liées aux type et caractères des charges en cause.
- De leur mode de prise en compte etc....
- **Plancher terrasse :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évaluation des eaux pluviales

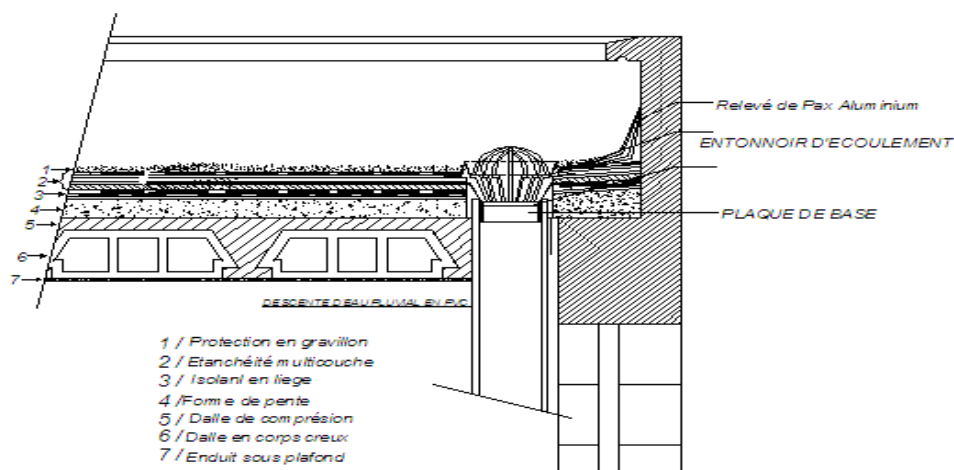


Figure II.2.1.1 : Plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Forme en gravillon	5	17	0.85
2- Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3- Forme de pente	10	22	2.2
4- Isolation liège	16+4	4	0.16
5- Dalle en corps creux	2	-	2.8
6- Enduit plâtre	/	10	0.20
G (total)			6.33

Tableau II.2.1.1 : Evaluation des charge permanentes du plancher terrasse.

▪ Plancher étages courants + RDC :

Les plancher on étages courants sont en corps creux :

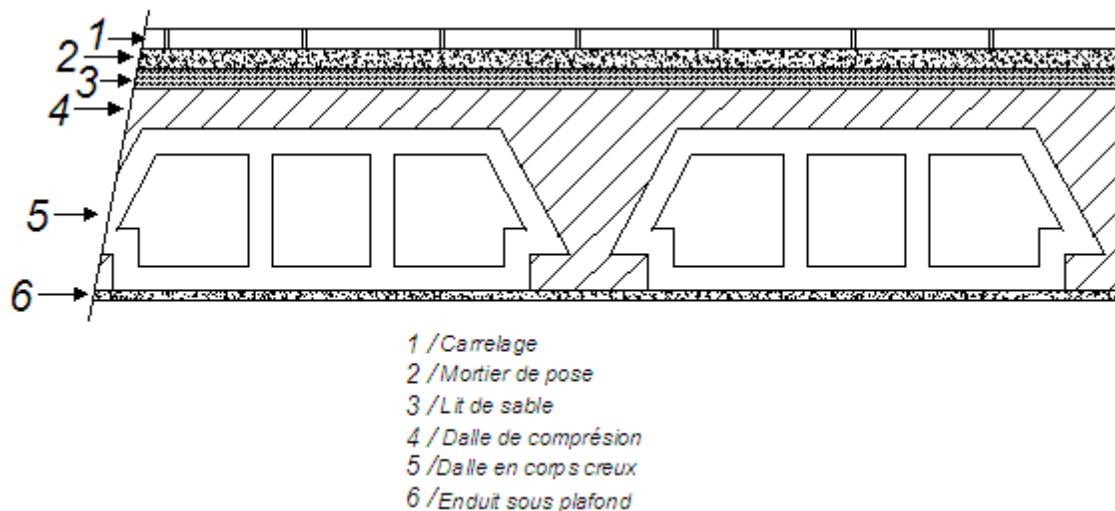


Figure II.2.1.2 : Plancher étages courants + RDC

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	2	22	0.44
2- Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	2	18	0.36
4- Dalle en corps creux	16+4	-	2.80
5- Enduit plâtre	2	10	0.20
6- Cloison de séparation	/	/	0.75
G (total)			4.95

Tableau II.2.1.2 : Evaluation des charge permanentes du plancher étages courants + RDC

- **Balcon** : Les balcons sont une dalle pleine :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kn/m ²)	G (Kn/m ²)
1- Carrelage	2	22	0.44
2- Mortier de pose	2	20	0.4
3- Lit de sable	2	18	0.36
4- Dalle en BA	12	25	3
5- Enduit ciment	2	20	0.4
G (total)			5.93

Tableau II.2.1.3 : Evaluation des charge permanentes du balcon

- **Les maçonneries**
- **Murs extérieurs :**

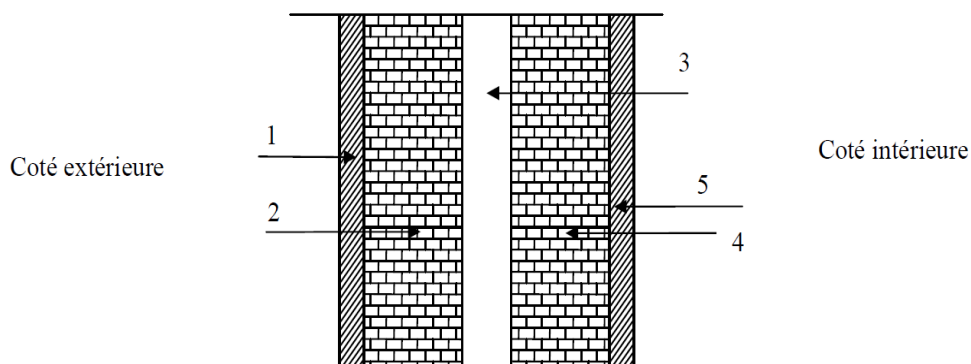


Figure II.2.1.3 : Coupe transversales d'un murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (Kn/m ²)	G (Kn/m ²)
1- Brique creux	15	/	1.3
2- Brique creux	10	/	0.9
3- Enduit plâtre	2	10	0.2
4- Enduit ciment	2	18	0.36
G(total)			2.76

Tableau II.2.1.4 : Evaluation des charges permanente de murs extérieurs

- L'acrotère :

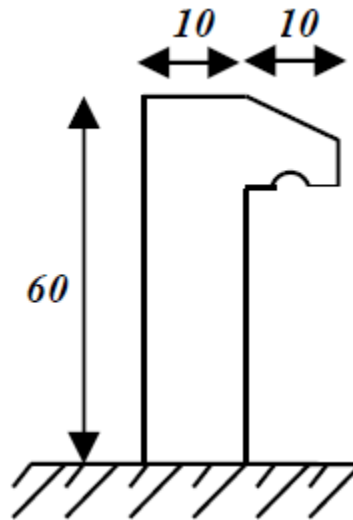


Figure II.2.1.4 : Schéma de l'acrotère

$$S = \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2} \right) + (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1)$$

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

$$P(\text{propre}) = (0.0685 \times 25) = 1.7125 \text{ Kn/ml}$$

Enduit en ciment : $e_p = 2 \text{ cm}$

$$P(\text{l'enduit}) = 0.02 \times 20 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ Kn/ml.}$$

-Charge permanentes :

$$G(\text{total}) = 1.7125 + 0.24 = 1.95 \text{ Kn/m}^2$$

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

- L'escalier :
- Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	17	0.34
4- Palier	0.15	25	3.75
5- Enduit de ciment	0.02	14	0.28
G(total)			5.21

Tableau II.2.1.5 : Evaluation des charges permanente de palier de repos

- Paillasse de volée (I) :

Désignation des matériaux	Epaisseur (m)	ρ (Kn/m ³)	G (Kn/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	17	0.34
4- Marche	0.18	22	$22 \times 0.18 / 2 = 1.98$
5- Paillasse	0.14	25	$(25 \times 0.14) / \cos 36.04 = 4.33$
6- Enduit	0.02	14	0.28
7- Gardes corps	/	/	0.10

Tableau II.2.1.6 : Evaluation des charges permanente de paillasse de volée I et II

II.2.2- Les Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Planchers étages courants + RDC	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Escalier (Paillasse + Palier)	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Balcons	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.2.1.7 : Les charges d'exploitation des éléments

II.2.3- Calcul l'effort ultime N_u :

- **Détermination N_G**

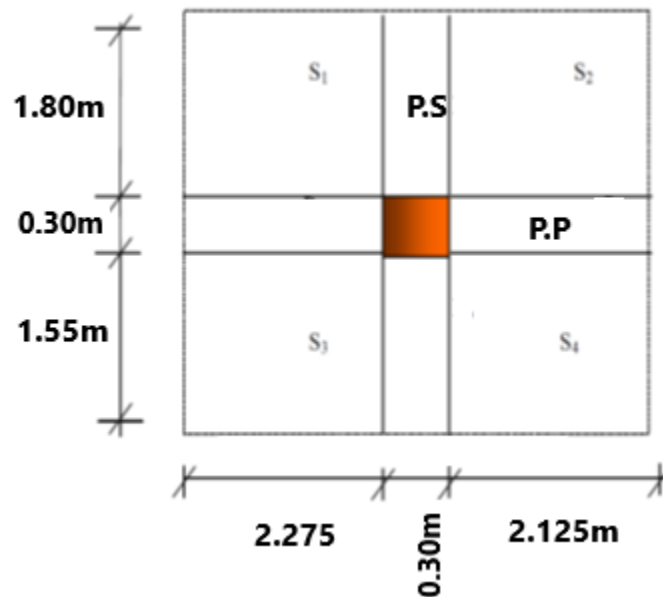


Figure II.2.3.1 : Surface d'influence du poteau

a) **Surface d'influence :**

$$S_{(\text{plancher})} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Section nette:

$$S_{(\text{plancher})} = (1.55 \times 2.275) + (1.80 \times 2.275) + (1.55 \times 2.125) + (1.80 \times 2.125)$$

$$S_{(\text{plancher})} = 14.74 \text{ m}^2$$

Section brute:

$$S_{(\text{plancher})} = (1.725 \times 2.30) + (1.975 \times 2.30) + (1.725 \times 2.45) + (1.975 \times 2.45)$$

$$S_{(\text{plancher})} = 17.575 \text{ m}^2$$

Niveau	Eléments	h (m)	b (m)	H (m)	L (m)	Poids (Kn/m)	G (Kn)
+ 19.38	Poteau	/	/	/	/	/	/
	Plancher Terrasse	4.4	3.35	/	/	6.33	93.3042
	Poutre principale	0.40	0.30	/	4.4	25	13.2
	Poutre secondaire	0.35	0.30	/	3.35	25	8.79375
Total	$N_Q = Q_{\text{Terrasse}} \times S = 1.00 \times 17.575 = 17.575 \text{ Kn}$						115.297
+ 4.08	Poteau	0.35	0.35	3.20	/	25	9.8
	Plancher Courants	4.4	3.35	/	/	4.95	72.963
	Poutre Principale	0.40	0.30	/	4.4	25	13.2
	Poutre Secondaire	0.35	0.30	/	3.35	25	8.79375
Total	$N_Q = Q_{\text{Courants}} \times S = 1.50 \times 14.74 = 22.11 \text{ Kn}$						104.75675
+ 0.00	Poteau	0.35	0.35	4.08	/	25	12.495
	Plancher RDC	4.4	3.35	/	/	4.95	72.963
	Poutre Principale	0.4	0.30	/	4.3	25	13.2
	Poutre Secondaire	0.35	0.30	/	3.1	25	8.79375
Total	$N_Q = Q_{\text{RDC}} \times S = 1.50 \times 14.74 = 22.11 \text{ Kn}$						107.45175

Tableau II.2.3.1 : Descente des charges sur poteau centrale

❖ Determination N_Q

▪ **Loi de dégression :**

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

▪ **Coefficient de dégression des charges :**

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

Pour $n \geq 5$

$$\Sigma 5 = Q_0 + [(3+n) / 2n] \cdot Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	G	ΣG	Q	ΣQ	Nu
Terrasse	115.297	115.297	17.575	17.575	167.43525
Etage 5	104.756	220.053	22.11	39.685	326.4756
Etage 4	104.756	324.809	22.11	59.584	481.8147
Etage 3	104.756	429.565	22.11	77.272	633.4518
Etage 2	104.756	534.321	22.11	92.749	781.38915
Etage 1	104.756	639.077	22.11	106.015	925.6245
RDC	107.45175	746.52875	22.11	117.07	1183.4188

Le poteau le plus sollicité qui supporte la charge suivante :

$$\begin{cases} G_{\text{total}} = 746.5287 \text{Kn} \\ Q_{\text{total}} = 117.07 \text{Kn} \end{cases} \longrightarrow \text{Nu} = 1183.4188 \text{ Kn}$$

Selon le **CBA93** on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$\text{Nu}^* = \text{Nu} \times 1.1 \rightarrow \text{Nu}^* = 1183.4188 \times 1.1 = 1301,76068 \text{ Kn}$$

On prend (b x h) = (350x350) = 122500mm²

$$B_r \geq 0.066\text{Nu} \longrightarrow B_r \geq 0.066 \times (1301,76068 \times 10^3) = 85916.20488 \text{mm}^2$$

$$B_r = 122500 \geq 85916.20488 \rightarrow \text{CV}$$

Vérification :

- Critère de résistance :

$$\sigma_s = \frac{N_u}{S} < 14.2 \text{ Mpa} \longrightarrow \sigma_s = 9.676 < 14.2 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

- Critère de stabilité :

$$\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h_{\text{(étage courants)}} = 3.26\text{m} \rightarrow L_f = 0.7 \times 3.26 = 2.282$$

$$\lambda = \frac{2.282 \times \sqrt{12}}{0.35} = 22.58 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiés}$$

$$h_{\text{(RDC)}} = 4.08\text{m} \rightarrow L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856$$

$$\lambda = \frac{2.856 \times \sqrt{12}}{0.35} = 28.36 < 50 \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées}$$

- Condition du **[RPA99/Version2003]:**

▪ Min (b₁ ; h₁) ≥ 30 cm → 35 ≥ 30cmCondition vérifiés

▪ Min (b₁ ; h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$ → 35 ≥ $\frac{326}{20} = 15.3$; $\frac{408}{20} = 20.4$ Condition vérifiés

▪ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ → $\frac{1}{4} < 1 < 4$ Condition vérifiés

Donc un poteau de (35x35) cm² est bien convenable

Chapitre III :
Etude Des Éléments Secondaire (Non Structuraux)

III.1-Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et balcons). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation considéré, calcul des sollicitations les plus défavorable puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectent la réglementation en vigueur.

III.1.1-Etude des poutrelles :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

- Plancher terrasse $G = 6.33 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$
- Etage courants $G = 4.95 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$

Combinaisons fondamentales

- Plancher terrasse :

$$\text{ELU : } P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 6.33 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.52 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_s = (6.33 + 1) \times 0.65 = 4.76 \text{ Kn/m}^2$$

- Etage courants :

$$\text{ELU : } P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$P_u = (1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.80 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{ELS :}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$P_s = (4.95 + 1.5) \times 0.65 = 4.19 \text{ Kn/m}^2$$

III.1.1.1-Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le **B.A.E.L.91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode des trois moments

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appuis et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher a surcharges modérées [$Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{Kn/m}^2)$]
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

- Fissuration peu préjudiciable.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 1\text{Kn/m}^2 \leq \text{Max} (2 \times 6.33 = 12.66\text{Kn/m}^2 ; 5\text{Kn/m}^2) = 12.66 > 1\text{Kn/m}^2 \rightarrow \text{CV.}$
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées $\rightarrow \text{CV.}$
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre
 $0.8 \leq \frac{360}{310} = 1.16; \frac{310}{310} = 1; \frac{310}{360} = 0.86; \leq 1.25 \rightarrow \text{CV.}$
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable $\rightarrow \text{CV.}$

Conclusion :

Les toutes condition est vérifiée, on peut utiliser la méthode forfaitaire.

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE (NON STRUCTURAUX)

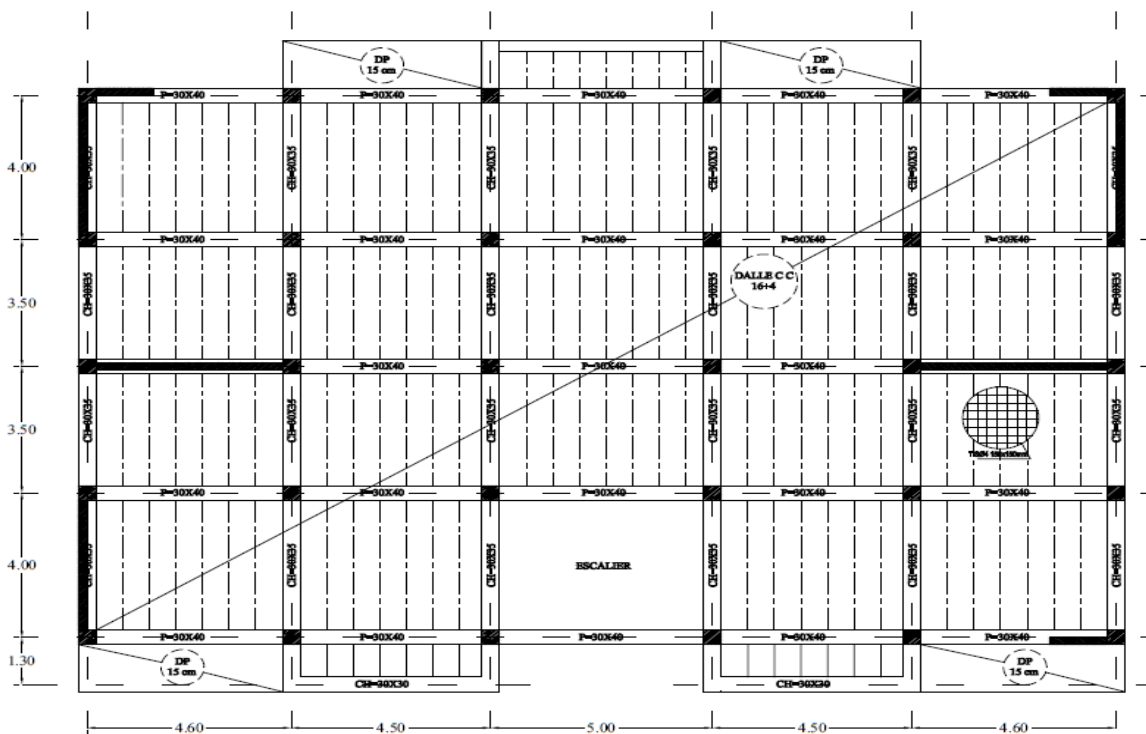
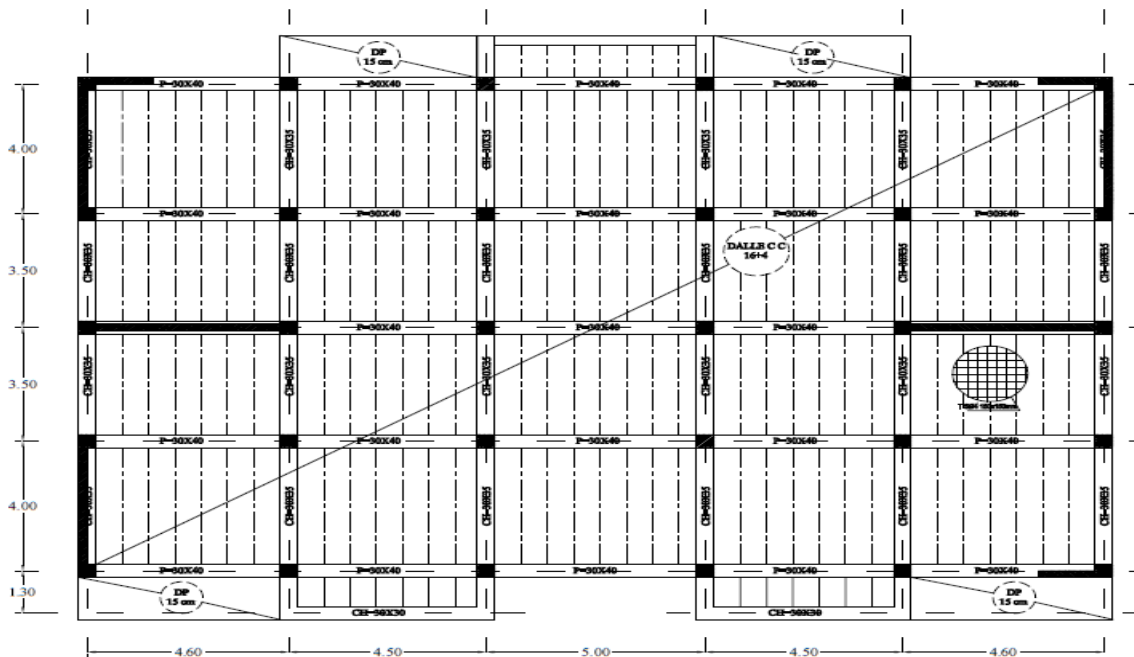


Figure III.1.1.1-Schéma de la disposition de poutrelle

Dans notre projet on a trois types de poutrelles a étudiées :

- **Type 1** : Poutrelles isostatique sur cinq appuis pour les plancher terrasse.

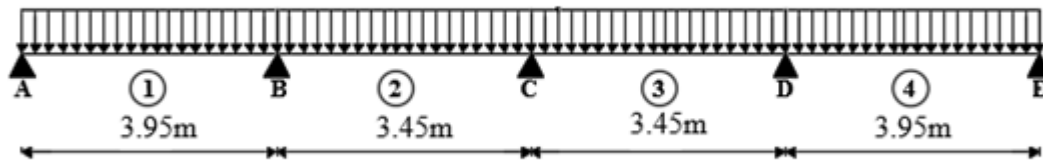


Figure III.1.1.2 : Schéma du 1^{ère} type de poutrelle

- **Type 2** : Poutrelles sur trois appuis à deux travées pour le plancher étages.

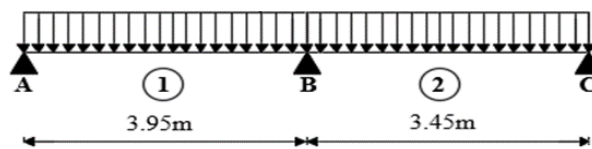


Figure III.1.1.3 : Schéma du 2^{ème} type de poutrelles

- **Type 3** : Poutrelles sur deux appuis à deux travées pour le plancher étages.

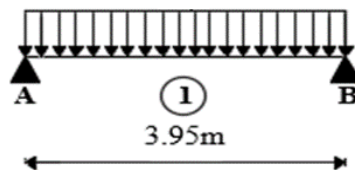


Figure III.1.1.4 : Schéma du 3^{ème} type de poutrelles

Plancher terrasse inaccessible :

Pour le type 1 poutrelle à cinq travées

$$P_u = 6.52 \text{Kn/m}^2$$

$$P_s = 4.76 \text{Kn/m}^2$$

1^{er} type :

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

- **Calcul des moments fléchissant :**
- **Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = (q_u \cdot l_{AB}^2) / 8 = \frac{6.52 \times 3.95^2}{8} = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \cdot l_{BC}^2) / 8 = \frac{6.52 \times 3.45^2}{8} = 9.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_u \cdot l_{CD}^2) / 8 = \frac{6.52 \times 3.45^2}{8} = 9.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_u \cdot l_{DE}^2) / 8 = \frac{6.52 \times 3.60^2}{8} = 12.71 \text{ KN.m}$$

Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ avec } \alpha \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1}{6.52+1} = 0.132 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1+0.3\alpha)$	$(1+0.3\alpha) / 2$	$(1.2+0.3\alpha) / 2$
0.132	1.0396	0.5198	0.6198

1.a Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 12.71 = 3.813 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5(12.71; 9.70) = 0.5 \times 12.71 = 6.355 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.4(9.70; 9.70) = 0.4 \times 9.70 = 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0.5(9.70; 12.71) = 0.5 \times 12.71 = 6.355 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.3M_{04} = 0.3(12.71) = 3.813 \text{ KN.m}$$

1.b Calcul des moments en travées :

$$M_t \geq \max \left[\max \left\{ (1+0.3\alpha M_0 ; 1.05M_0) - \frac{M_w - M_e}{2} \right\}; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right] \text{ Dans une travée de rive}$$

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

D'où :

▪ **Etude de la travée AB :** (travée de rive)

$$- M_t^{AB} \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha M_{01} ; 1.05M_{01}) - \frac{M_A - M_B}{2} \right\}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (13.21; 13.34) - \frac{3.813 + 6.355}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 13.34 - 5.084 = 8.256 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_{01} = 0.619 \times 12.71 = 7.867 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 8.256 \text{ KN.m}$.

▪ **Etude de la travée BC :** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{BC} \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha M_{02} ; 1.05M_{02}) - \frac{M_B + M_C}{2} \right\}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (10.08; 10.18) - \frac{3.88 + 6.355}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 10.18 - 5.1175 = 5.0625 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_{02} = 0.5198 \times 9.70 = 5.04206 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 5.0625 \text{ KN.m}$.

▪ **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$- M_t^{CD} \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha M_{03} ; 1.05M_{03}) - \frac{M_B + M_C}{2} \right\}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (10.08; 10.18) - \frac{6.355 + 3.88}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 10.18 - 5.1175 = 5.0625 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_{02} = 0.5198 \times 9.70 = 5.04206 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 5.0625 \text{ KN.m}$.

▪ **Etude de la travée DE :** (travée de rive)

$$- M_t^{DE} \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha M_{04} ; 1.05M_{04}) - \frac{M_A - M_B}{2} \right\}$$

$$M_t^{DE} \geq \max (13.21; 13.34) - \frac{6.355 + 3.813}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 13.34 - 5.084 = 8.256 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{DE} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_{04} = 0.619 \times 10.56 = 7.867 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 8.256 \text{ KN.m}$.

2. Calcul des efforts tranchants :

▪ **Etude de la travée AB**

$$- T_A = \left[\frac{q_u x L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} \right]$$

$$- T_A = \left[\frac{6.52 \times 3.95}{2} \right] + \left[\frac{(-6.355 - (-3.813))}{3.95} \right] = 12.877 - 0.64 = 12.23 \text{ KN}$$

$$- T_B = \left[\frac{q_u x L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} \right]$$

$$- T_B = \left[\frac{-6.52 \times 3.95}{2} \right] + \left[\frac{(-6.355 - (-3.813))}{3.95} \right] = -12.877 - 0.64 = -13.517 \text{ KN}$$

▪ **Etude de la travée BC**

$$- T_B = \left[\frac{q_u x L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} \right]$$

$$- T_B = \left[\frac{6.52 \times 3.45}{2} \right] + \left[\frac{(-3.88 - (-6.355))}{3.45} \right] = 11.247 + 0.717 = 11.964 \text{ KN}$$

$$- T_C = \left[\frac{q_u x L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{(M_B - M_A)}{L_{BC}} \right]$$

$$- T_C = \left[\frac{-6.52 \times 3.45}{2} \right] + \left[\frac{(-3.88 - (-6.355))}{3.45} \right] = -11.247 + 0.717 = -10.53 \text{ KN}$$

▪ **Etude de la travée CD**

$$- T_C = \left[\frac{q_u x L_{CD}}{2} \right] + \left[\frac{(M_D - M_C)}{L_{CD}} \right]$$

$$- T_C = \left[\frac{6.52 \times 3.45}{2} \right] + \left[\frac{(-6.355 - (-3.88))}{3.45} \right] = 11.247 - 0.717 = 10.53 \text{ KN}$$

$$- T_D = \left[\frac{q_u x L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{(M_D - M_C)}{L_{AB}} \right]$$

$$- T_D = \left[\frac{-6.52 \times 3.45}{2} \right] + \left[\frac{(-6.355 - (-3.88))}{3.45} \right] = -11.247 - 0.717 = -11.964 \text{ KN}$$

▪ **Etude de la travée DE**

$$- T_D = \left[\frac{q_u x L_{DE}}{2} \right] + \left[\frac{(M_D - M_E)}{L_{AB}} \right]$$

$$- T_D = \left[\frac{6.52 \times 3.95}{2} \right] + \left[\frac{(-3.813 - (-6.355))}{3.95} \right] = 12.877 + 0.64 = 13.517 \text{ KN}$$

$$- T_E = \left[\frac{q_u x L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{(M_E - M_D)}{L_{AB}} \right]$$

$$- T_E = \left[\frac{-6.52 \times 3.95}{2} \right] + \left[\frac{(-3.813 - (-6.355))}{3.95} \right] = -12.877 + 0.64 = -12.23 \text{ KN}$$

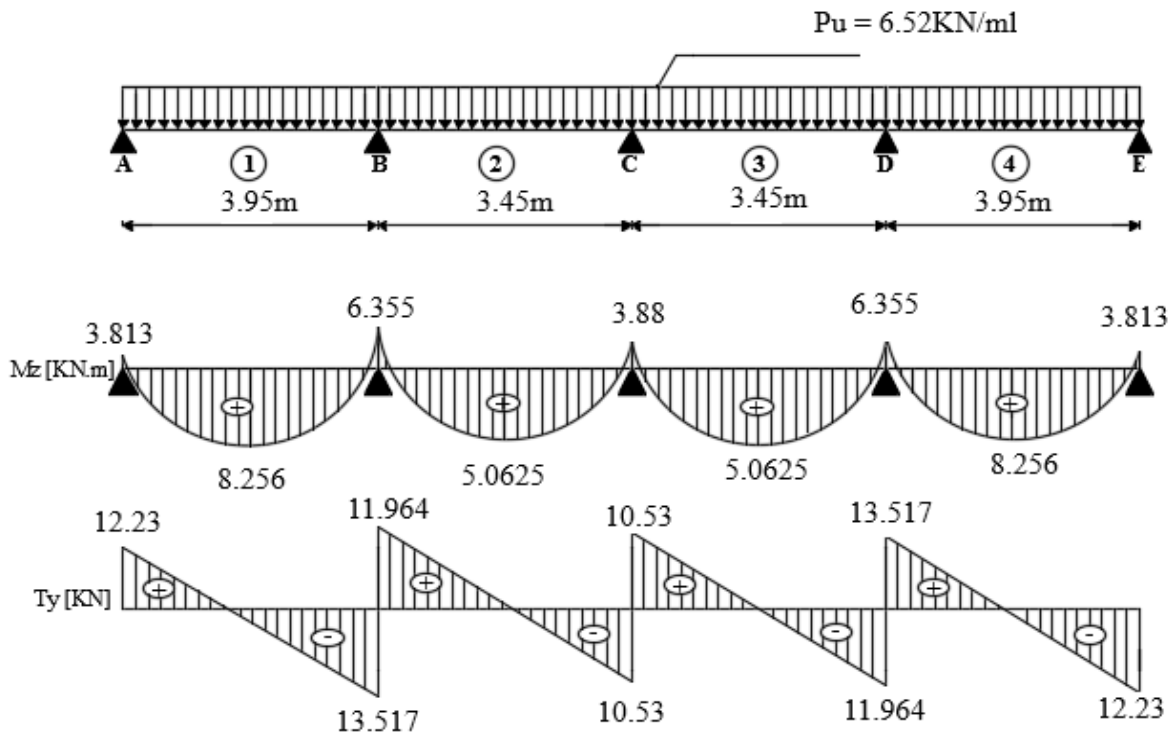


Figure III.1.1.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

2^{eme} type

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

- Calcul des moments fléchissant :
- Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = (q_u \cdot l_{AB}^2) / 8 = \frac{6.52 \times 3.95^2}{8} = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \cdot l_{BC}^2) / 8 = \frac{6.52 \times 3.45^2}{8} = 9.70 \text{ KN.m}$$

1.a Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 12.71 = 3.813 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.6(12.71; 9.70) = 0.6 \times 12.71 = 7.626 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3(M_{02}) = 0.3(9.70 ; 9.70) = 0.3 \times 9.70 = 2.91 \text{ KN.m}$$

1.b Calcul des moments en travées :

D'où :

- **Etude de la travée AB :** (travée de rive)
 - $M_t^{AB} \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha M_{01} ; 1.05M_{01}) - \frac{M_A - M_B}{2} \right\}$
 - $M_t^{AB} \geq \max (13.21; 13.34) - \frac{3.813 + 7.626}{2}$
 - $M_t^{AB} \geq 13.34 - 5.7195 = 7.6205 \text{ KN.m}$
 - $M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_{01} = 0.619 \times 12.71 = 7.867 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{AB} = 7.867 \text{ KN.m}$.

- **Etude de la travée BC :** (travée de rive)
 - $M_t^{BC} \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha M_{02} ; 1.05M_{02}) - \frac{M_B + M_C}{2} \right\}$
 - $M_t^{BC} \geq \max (10.08; 10.18) - \frac{7.626 + 2.91}{2}$
 - $M_t^{BC} \geq 10.18 - 5.268 = 4.912 \text{ KN.m}$
 - $M_t^{BC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_{02} = 0.6198 \cdot 9.70 = 6.01206 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{BC} = 6.01206 \text{ KN.m}$.

2. Calcul des efforts tranchants :

▪ Etude de la travée AB

$$T_A = \left[\frac{q_u x L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} \right]$$

$$T_A = \left[\frac{6.52 \times 3.95}{2} \right] + \left[\frac{(-7.626 - (-3.813))}{3.95} \right] = 12.877 - 3.813 = 9.064 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{q_u x L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} \right]$$

$$T_B = \left[\frac{-6.52 \times 3.95}{2} \right] + \left[\frac{(-7.626 - (-3.813))}{3.95} \right] = -12.877 - 3.813 = -16.69 \text{ KN}$$

▪ Etude de la travée BC

$$T_B = \left[\frac{q_u x L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} \right]$$

$$T_B = \left[\frac{6.52 \times 3.45}{2} \right] + \left[\frac{(-2.91 - (-7.626))}{3.45} \right] = 11.247 + 1.366 = 12.613 \text{ KN}$$

$$T_C = \left[\frac{q_u x L_{BC}}{2} \right] + \left[\frac{(M_B - M_A)}{L_{BC}} \right]$$

$$T_C = \left[\frac{-6.52 \times 3.45}{2} \right] + \left[\frac{(-2.91 - (-7.626))}{3.45} \right] = -11.247 + 0.717 = -9.881 \text{ KN}$$

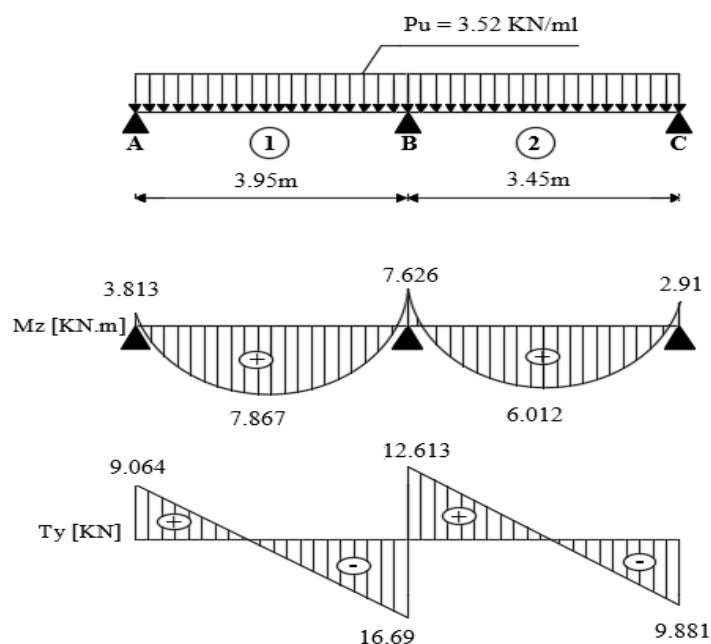


Figure III.1.1.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2^{ème} type)

3^{eme} type

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

- Calcul des moments fléchissant :
- Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = (q_u \cdot l_{AB}^2) / 8 = \frac{6.52 \times 3.95^2}{8} = 12.71 \text{ KN.m}$$

1.a Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_B = 0.3M_{01} = 0.3 \times 12.71 = 3.813 \text{ KN.m}$$

1.b Calcul des moments en travées :

$$M_t^{AB} = 0.85M_0 = (0.85)12.71 = 10.8035 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des efforts tranchants :

$$T_A = \left[\frac{q_u \times L_{AB}}{2} \right] = \frac{6.52 \times 3.95}{2} = 12.877 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{q_u \times L_{AB}}{2} \right] = \frac{-(6.52 \times 3.95)}{2} = -12.877 \text{ KN}$$

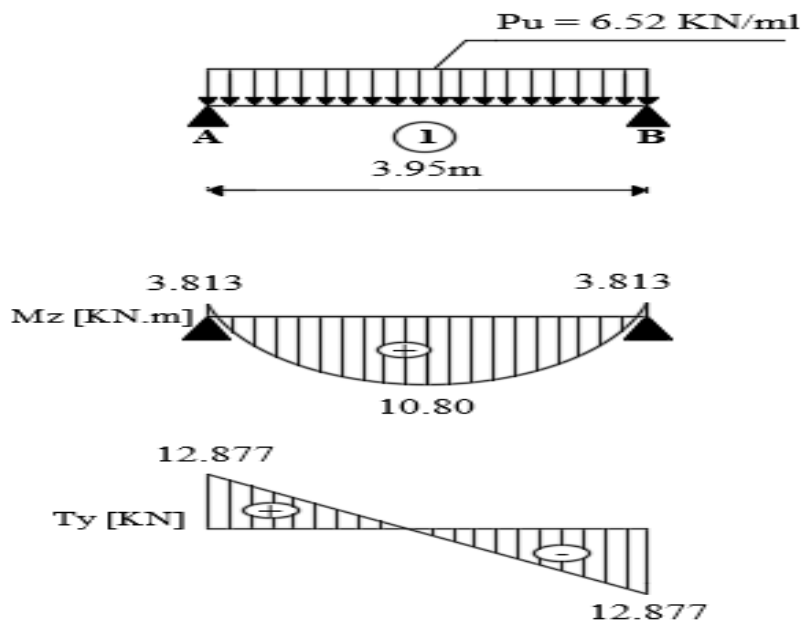


Figure III.1.1.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3^{eme} type)

III.1.1.2- Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 10.80 \text{ KN.m}$

Et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 7.626 \text{ KN.m}$

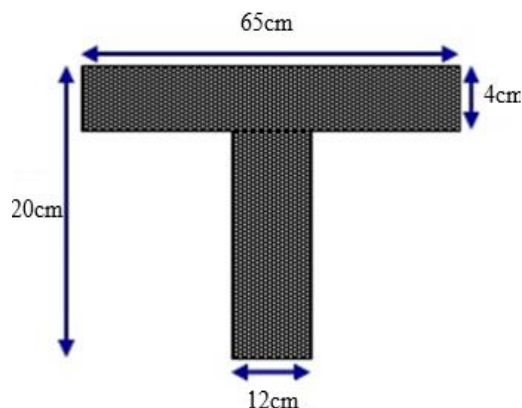


Figure III.1.1.8 : Dimension de la section Te.

- $d = h - c = 20 - 4 = 18 \text{ cm}$
- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $b = 65 \text{ cm}$
- **Moment équilibre pas la table de compression**

✚ **Armatures longitudinales :**

En travée : $M_t^{\max} = 10.80 \text{ KN.m}$

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.80 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

Donc, l'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b.h) = (65 \times 20) \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.80 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0361 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.0361 \rightarrow \beta = 0.981$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.80 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $M_a^{\text{max}} = 7.63 \text{ KN.m}$

La table de compression est entièrement tendue, le calcul se fait en considérant une section rectangulaire $(b_0 \cdot h) = (12 \times 20) \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.63 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.138 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.SA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.138 \rightarrow \beta = 0.925$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.63 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{adoptée}} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

III.1.1.3- Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL 99)

▪ **En travée :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition est vérifiée.**

▪ **Sur appuis :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition est vérifiée.**

✚ **Armatures transversales :**

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 16; \frac{120}{10} \right\} = 5.71 \text{ mm on prend } \emptyset_t = 0.6 \text{ cm}$$

On opte : $2\emptyset 6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

a. Vérification au cisaillement (A.5.1,211 du BAEL99)

$$\tau = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{13.517 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.62 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

b. Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1.3 BAEL99)

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence)

Donc :

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.52 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.886$$

$\tau_{se} = 0.886 \text{ Mpa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \rightarrow$ **Condition est vérifiée.**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

c. Ancrage des barres (A.6.1.2 BAEL99)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, la longueur de scellement droite

L_s est égale à :

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \rightarrow L_a = 25 \text{ cm}$

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) (A.5.1,313 du BAEL99)

▪ **Pour le béton :**

$$T_u^{\max} \leq \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 d b_0 = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ KN}$$

On a : $T_u^{\max} = 13.52 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition est vérifiée.**

▪ **Pour l'acier :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma}{f_e} \left(T_u^{\max} - \left| \frac{M_{max}}{0.9d} \right| \right)$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma}{f_e} \left(T_u^{\max} - \left| \frac{M_{max}}{0.9d} \right| \right) = \frac{1.15}{400} \left(13.52 - \frac{7.63}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > -0.96 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition est vérifiée.**

III.1.1.4 : Vérification à l'ELS : ($q_s = 4.76 \text{ KN/ml}$)

La charges étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charges q_u . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.76}{6.52} = 0.73$$

1^{er} type:**1. Calcul des moments sur appuis et en travée :****1.a Moments aux appuis :**

$$M_A = 3.813 \times 0.73 = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 6.355 \times 0.73 = 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3.88 \times 0.73 = 2.83 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 6.355 \times 0.73 = 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 3.813 \times 0.73 = 2.78 \text{ KN.m}$$

1.b Moments en travée :

$$M_t^{AB} = 8.26 \times 0.73 = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 5.06 \times 0.73 = 3.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = 5.06 \times 0.73 = 3.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 8.26 \times 0.73 = 6.03 \text{ KN.m}$$

2. Calcul les efforts tranchants :**- Travée AB :**

$$T_A = 12.23 \times 0.73 = 8.93 \text{ KN}$$

$$T_B = -13.517 \times 0.73 = -9.87 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$T_B = 11.964 \times 0.73 = 8.73 \text{ KN}$$

$$T_C = - 10.53 \times 0.73 = - 7.69 \text{ KN}$$

- Travée CD :

$$T_C = 10.53 \times 0.73 = 7.69$$

$$T_D = -11.964 \times 0.73 = - 8.73 \text{ KN}$$

- Travée DE :

$$T_D = 13.517 \times 0.73 = 9.87 \text{ KN}$$

$$T_E = -12.23 \times 0.73 = -8.93 \text{ KN}$$

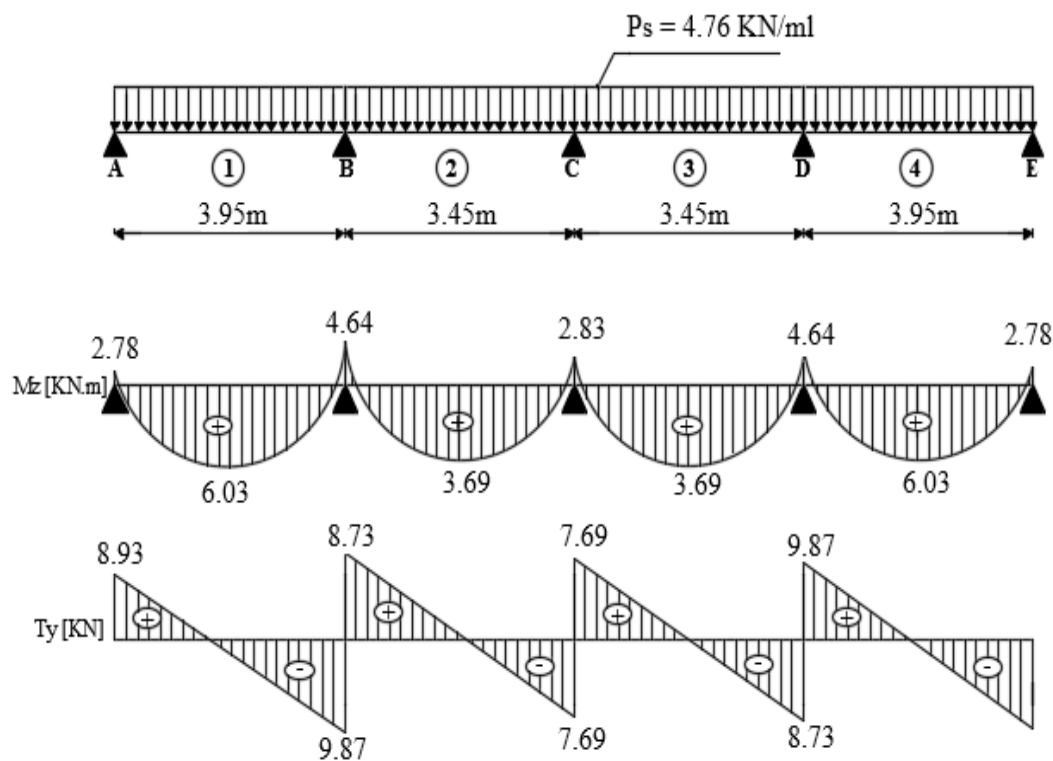


Figure III.1.1.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

2^{eme} type :

1. Calcul des moments sur appuis et en travée :

1.a Moments aux appuis :

$$M_A = 3.813 \times 0.73 = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 7.626 \times 0.73 = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 2.91 \times 0.73 = 2.12 \text{ KN.m}$$

1.b Moments en travée :

$$M_t^{AB} = 7.87 \times 0.73 = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 6.012 \times 0.73 = 4.38 \text{ KN.m}$$

2. Calcul les efforts tranchants :

- **Travée AB :**

$$T_A = 9.064 \times 0.73 = 6.62 \text{ KN}$$

$$T_B = -16.69 \times 0.73 = -12.18 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_B = 12.613 \times 0.73 = 9.21 \text{ KN}$$

$$T_C = -9.88 \times 0.73 = -7.21 \text{ KN}$$

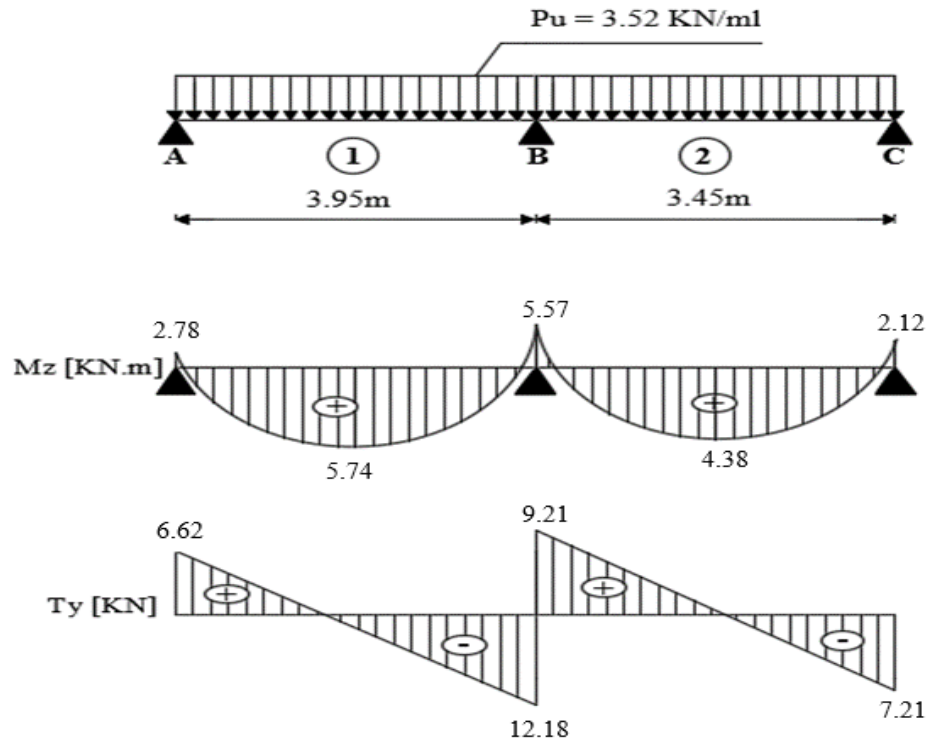


Figure III.1.1.10 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

3^{ème} type:

1. Calcul des moments sur appuis et en travée :

$$M_A = M_B = 3.813 \times 0.73 = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 12.71 \times 0.73 = 9.28 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des efforts tranchants :

$$T_A = 12.88 \times 0.73 = 9.40 \text{ KN}$$

$$T_B = - 12.88 \times 0.73 = -9.40 \text{ KN}$$

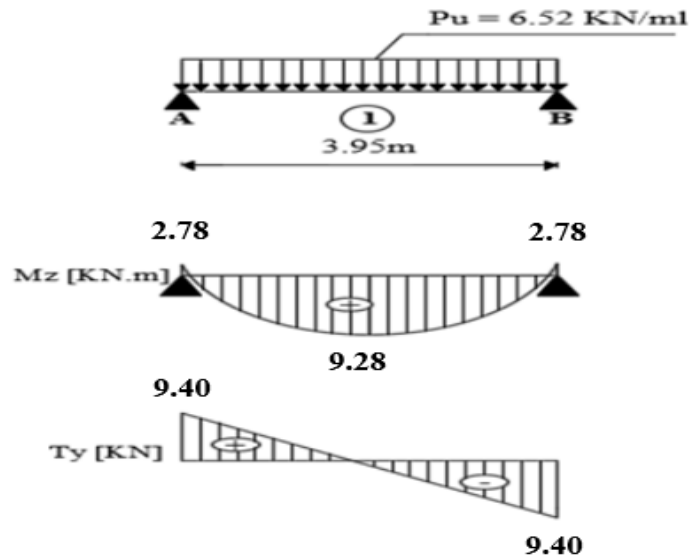


Figure III.1.1.11 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

1. Etat limites de résistance du béton à la compression : (A 4.5,2du BAEL99)

a. Aux appuis

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{12 \times 18} = 0.930 \rightarrow \beta_1 = 1.050 \rightarrow K_1 = 30$$

$$M_a = 5.57 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{5.57 \times 10^6}{1.050 \times 180 \times 2.01 \times 10^2} = 146.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{146.62}{30} = 4.88 \text{ Mpa} < \underline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

a. En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \rightarrow \beta_1 = 0.618 \rightarrow K_1 = 13.52$$

$$M_s = 9.28 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{9.28 \times 10^6}{1.092 \times 180 \times 2.36 \times 10^2} = 164.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{164.05}{13.52} = 12.33 \text{ Mpa} < \underline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5,32 du BAEL99)

3. Etat limite de déformation :

Les règles (B.6.8,424 BAEL99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limites de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).
- M_0 : moment isostatique maximum.
- L : portée entre nus d'appuis.
- M_t : moment max en travée
- b_0 : largeur de la nervure.
- D : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{396} = 0.050 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{20}{396} = 0.050 \leq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot \frac{7.88}{9.28} = 0.056 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{2.01}{12 \times 18} < \frac{3.6}{400} = 0.0093 < 0.009 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

La 2^{ème} et 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

▪ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^2 L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \leq \underline{f} \rightarrow \underline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7.9 \text{mm}$$

Avec:

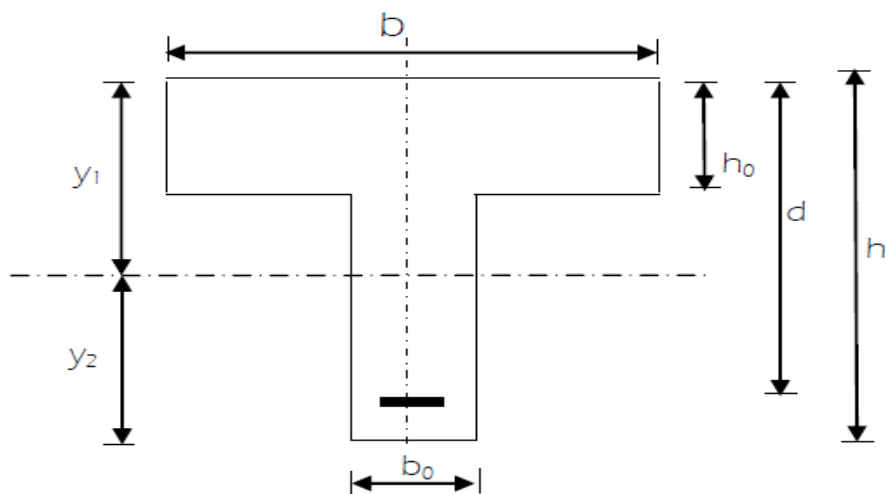
- f : La fleche admissible
- E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa.}$$

- I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1xI_0}{1+\mu.\lambda_v}$$

- I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



- **Calcul des paramètres :**

$$S_{xx} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.36 \times 18)$$

$$S_{xx} = 3461.2 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 487.4 \text{ cm}^3$$

Position de l'axe neutre

$$y_1 = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20021.094 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 10.9 \times 10^{-2}$$

La contrainte dans les aciers tendue est $\sigma_s = 131.155 \text{ Mpa}$

- **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 164.05 + 2.1}\right) = 0.705$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 10.9 \times 10^{-2}} = 0.787$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20021.094}{1 + (0.705 \times 0.787)} = 14164.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.57 \times 10^6 \times 3950^2}{10 \times 10818.86 \times 14164.33 \times 10^4} = 5.67 \text{ mm}$$

$$\underline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7.9 \text{ mm}$$

$f \leq \underline{f} \rightarrow$ La condition vérifiée

III.1.1.5-La dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520) dont les dimensions des mailles au plus égale,

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelle).
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

III.1.1.5.1-Le ferrailage :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \text{ Si } L \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \text{ Si } 50 \leq L \leq 80\text{cm}$$

Dans notre cas $L' = 65\text{cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5(\text{cm}^2/\text{ml})$

Soit : $A_{\perp} = 5\text{HA}4 = 0.63 (\text{cm}^2/\text{ml})$ Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315\text{cm}^2$$

Soit : $A = 4\text{T}4 = 0.5(\text{cm}^2/\text{ml})$ Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

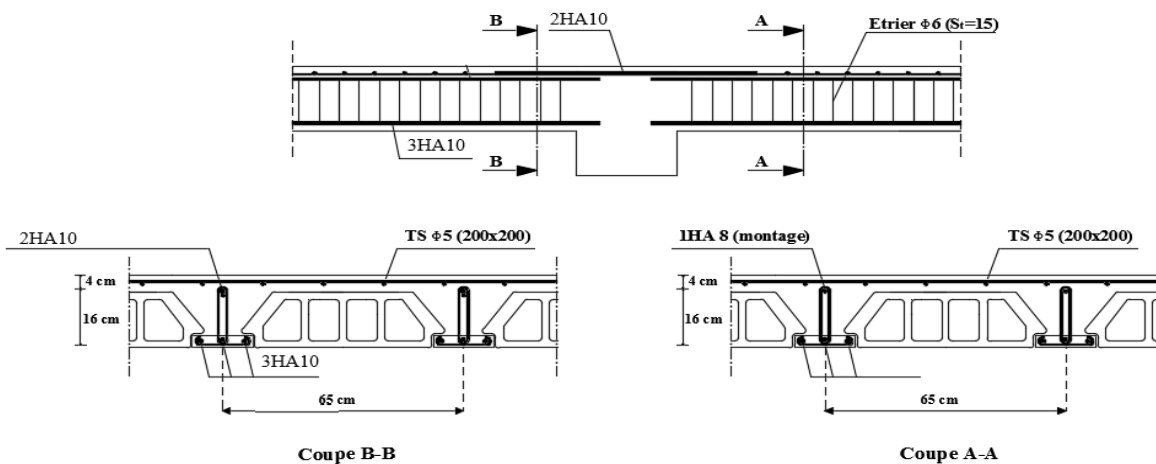


Figure III.1.1.13 : Ferrailage de poutrelle

III.1.2- Balcons :

III.1.2.1 Définition : est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.

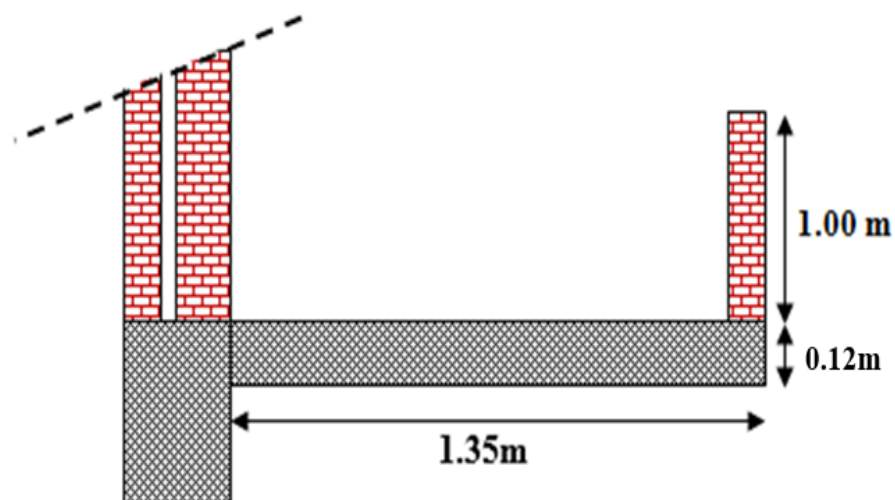


Figure III.1.2.1 : Balcons

III.1.2.2-Détermination des charges et surcharges :

🔧 Charge permanente :

- Carrelage (e = 2cm) → $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ Kn/m}^2$
- Morier de pose (e=3) → $0.03 \times 20 = 0.60 \text{ Kn/m}^2$
- Poids propre de la dalle (e=12cm) → $0.12 \times 25 = 3 \text{ Kn/m}^2$
- Enduit du ciment (e=2cm) → $0.02 \times 18 = 0.36 \text{ Kn/m}^2$

$$G = 0.44 + 0.60 + 3 + 0.36 = 4.4 \text{ Kn/m}^2$$

🔧 Surcharge sur le balcon :

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow 1.35(4.4) + 1.5(3.5) = 11.19 \text{ Kn/ml}$$

$$q_s = G + Q = 4.4 + 3.5 = 7.9 \text{ Kn/ml}$$

✚ Charge concentrée de garde-corps (Kn)

- Poids du mur (Briques creuses e = 10cm) $\rightarrow 9 \times 0.1 = 0.9 \text{ Kn/m}^2$
- Enduit de ciment (e = 2x2cm) $\rightarrow 0.04 \times 18 = 0.72 \text{ Kn/m}^2$

$$q_{u,1} = 1.35G = 1.35(1.62) = 2.19 \text{ Kn/ml}$$

$$q_s = 1.62 \text{ KN/ml}$$

- Charge due à la main courante :

$$q_{u,2} = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ Kn/ml}$$

$$q_s = 1 \text{ Kn/ml}$$

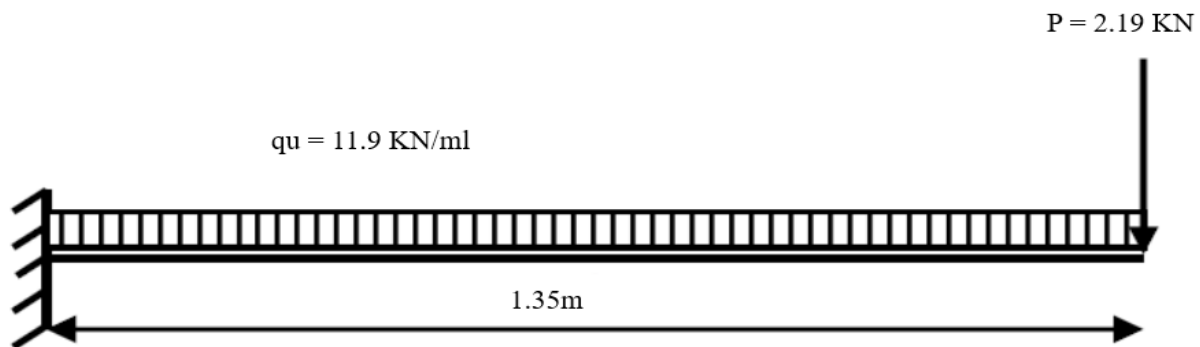


Figure III.1.2.2 : Schéma statique de calcul de balcon

III.1.2.3-Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple.

a) Calcul le moment sollicitant

$$M_u = \frac{q_{u,1}L^2}{2} + q_{u,1} + q_{u,2}$$

$$M_u = - \frac{11.19 \times 1.35^2}{2} - 2.19 \times 1.35 - 1.5 \times 1$$

$$M_u = - 10.19 - 2.96 - 1.5 = -14.65 \text{ Kn.m}$$

III.1.2.4- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

a) Armature principale :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{-14.65 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.088)}) = 0.115$$

$$\beta = d(1 - 0.4(\alpha)) = 0.108(1 - 0.4(0.115)) = 10.30$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s} = \frac{14.65 \times 10^3}{10.30 \times 348} = 4.08 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52cm²** Avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$

a) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01cm²** Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

III.1.2.4.1- Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A = 4.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

b) Vérification au cisaillement

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

$$T_u = q_u \times l + q_{u,1} = 11.19 \times 1.35 + 2.19 = 17.29 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{17.29 \times 10^3}{1000 \times 118} = 0.146 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min \{0.1 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5$$

$\tau_u < \tau$ **Condition vérifiée**

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i} < \tau$$

$$\sum U_i = n.\pi.\varnothing = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.29 \times 10^3}{0.9 \times 118 \times 150.72} = 1.08 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \psi . f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \tau$ **Condition vérifiée**

d) Largueur de scellement

La longueur de scellement est donnée par la loi

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4.\tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6.(\psi)^2.f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 420 \text{ mm} \rightarrow \text{Soit } L_s = 42 \text{ cm}$$

→ Soit des crochets de longueur $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42 = 17 \text{ cm}$

(ArtA.6.1.253 **BAEL91**) Soit $L_a = 17 \text{ cm}$

b) Ecartement des barres :

 **Armatures principales :**

$e \leq \min (2h , 25\text{cm}) = (24\text{cm} ; 25\text{cm}) = 24\text{cm}$ **Condition vérifiée**

 **Armatures de répartition :**

$e \leq \min (2h , 25\text{cm}) = (24\text{cm} ; 25\text{cm}) = 24\text{cm}$ **Condition vérifiée**

b) Calcul le moment sollicitant

$$M_s = \frac{q_{s.1}L^2}{2} + q_s \cdot (L-5\text{cm}) + q_{s.2}$$

$$M_s = - \frac{7.9 \times 1.35^2}{2} - 1.62 \times 1.30 - 1.5 \times 1$$

$$M_s = - 10.80 \text{ Kn.m}$$

III.1.2.4.2- Vérification à l'ELS :

a) Dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - 15 \cdot A_s (d - y_1) = 0 \rightarrow 50y_1^2 - 15 \times 4.52(11.8 - y_1) = 0$$

$$\rightarrow 50y_1^2 + 67.8y_1 - 800 = 0$$

$$y_1 = 3.38\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3.38^3}{3} + 67.8(11.8 - 3.38)^2 = 6093.92\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{10.80 \times 10^6}{6093.92 \times 10^4} \times 33.8 = 5.99 < 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.2.5- Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st} \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5f_e , 110\sqrt{\eta \cdot f_{cj}}) \right\}$

$$\eta = 1.2 \rightarrow \Phi \text{ des armatures} > 12\text{mm}$$

$$\sigma_s \max (0.5f_e , 110\sqrt{\eta \cdot f_{cj}}) = \max (0.5 \times 400 , 110\sqrt{1.2 \times 2.1}) = \max (200 ; 174.61) = 200 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 200 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{10.80 \times 10^6}{60936.92 \times 10^4} \times (108 - 33.8) = 197.25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_s \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

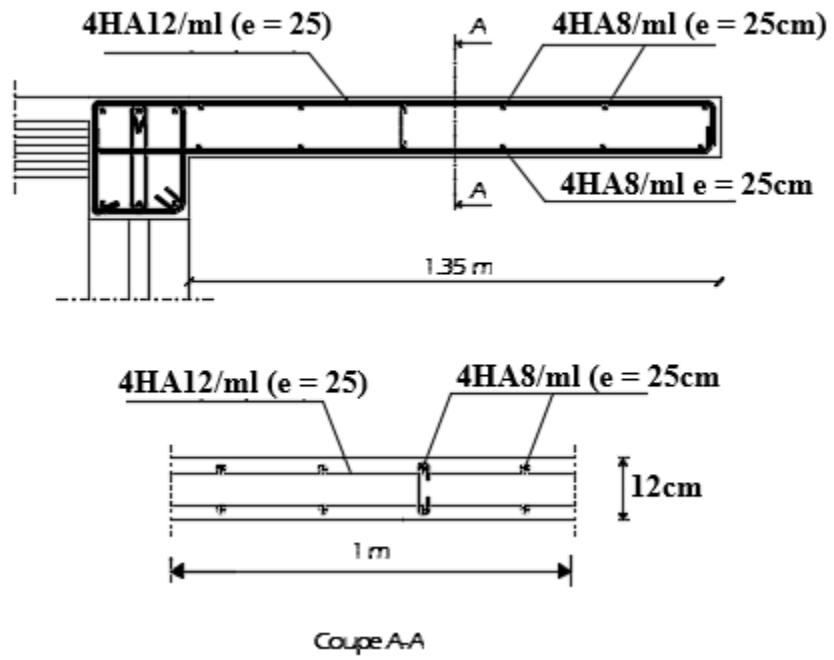


Figure III.1.2.3 : Coupe de balcon

III.1.3 -Etude de L'acrotère :

Le calcul du ferrailage de l'acrotère se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

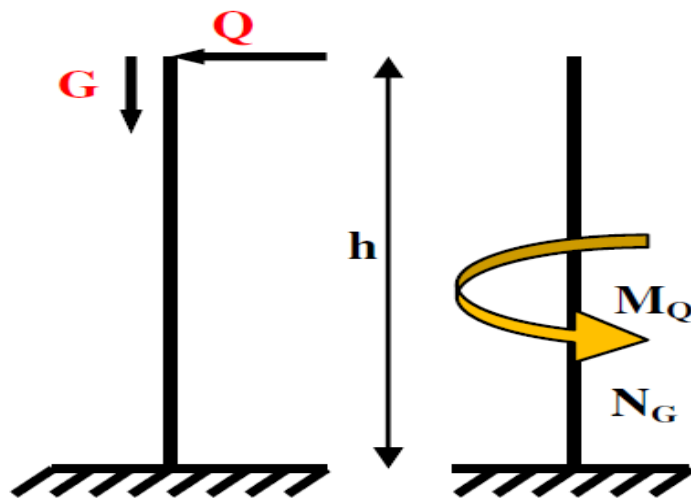


Figure III.1.3.1-Shéma statique de calcul de l'acrotère

III.1.3.1- Détermination des sollicitations :

Nous avons :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1.712 \text{ Kn/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ Kn/m}^2$
- Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.712 \text{ Kn}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q.H.1 = 0.60 \text{ Kn.m}$

✚ Combinaison des charges :

A l'ELU :

- $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ Kn}$
- $M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ Kn.m}$

A l'ELS :

- $N_s = G = 1.712 \text{ Kn}$
- $M_s = M = 0.6 \text{ Kn.m}$

III.1.3.2- Ferrailage de l'acrotère :

✚ Calcul des armatures à l'ELU :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :

Renversement « M »



Figure III.1.3.2 : Schéma de calcul de l'acrotère

- Position de centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.31} = 38.96 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3.00 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif M_f puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

✚ Calcul en flexion simple :

- Moment fictif

$$M_f = N_u \times g ; \text{ Avec } g = e_u + \frac{h}{2} - C$$

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2.31 \times (0.389 + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 0.967 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0106)}) = 0.0133$$

$$\beta = d(1 - 0.4(\alpha)) = 8(1 - 0.4(0.0133)) = 7.95$$

- **Armatures fictive**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa donc:}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.967 \times 10^3}{7.95 \cdot 348} = 0.349 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (flexion composée)**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.349 - \frac{2.31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.282 \text{ cm}^2$$

III.1.3.3- Vérification:

 **Condition de non fragilité:**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s > A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966$$

$$A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2 > A_s = 0.282 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité son supérieur à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}6$

Avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

✚ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} \text{Mpa} ; \text{ Avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \text{ Avec } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{8 \times 100} = 0.018 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25; 4 \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau \rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

✚ Vérification de l'adhérence dans les barres

$$\tau_{se} < \tau = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: somme des périmètres utile des barres.

$$\sum U_i : 4 \cdot \Phi \cdot 8 = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \cdot 100.5} = 0.207 \text{ Mpa}$$

$$\underline{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} (\psi_s = 1.5 : \text{ barres de haute adhérence})$$

Conclusion

$\tau_{se} < \underline{\tau} \rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✚ Vérification à l'ELS :

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

On doit donc vérifier que :

$$\sigma_s < \underline{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers ($^{HA: \phi \geq 6mm}$
 FeE400) $\rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\underline{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{226.67; 201.63\}$$

$$\underline{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa ; avec}$$

$$f_c = 400 \text{ Mpa}$$

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

$$\underline{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \rightarrow \beta = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.51} = 40.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \underline{\sigma} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte limite dans le béton comprimé**

$$\underline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$


$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a $\rho_1 = 0.251$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0.920$ et $\alpha = 3(1 - \beta_1) = 0.240$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 40.56 = 0.852 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \underline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

 **Vérification de l'acrotère au séisme**

Selon le **RPA99/version 2003, Art : 6.2.3** : les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontale suivant la formule :

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

Avec ;

- A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau du **RPA99/version 2003** pour la zone et le groupe d'usage appropriés
Zone IIa groupe d'usage 2 → A = 0.15
- C_p : facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8 donnée par le tableau du **RPA99/version 2003**
- W_p : poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ Kn/ml} < Q = 1 \text{ Kn/ml}$$

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : **5HA8 = 2.51cm²**
- Armature secondaire : **4HA8 = 2.01cm²**

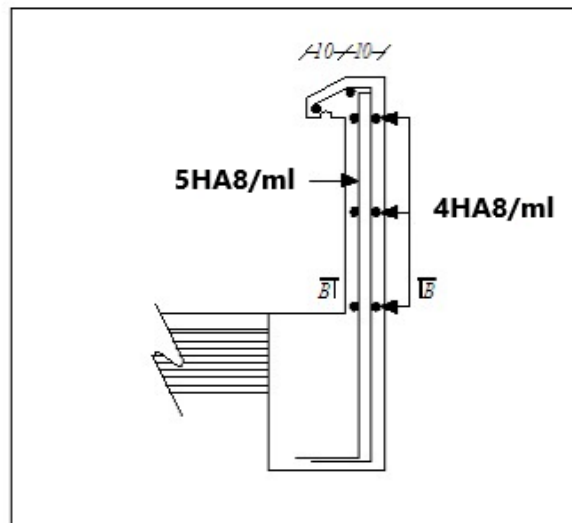


Figure III.1.3.3 : Plan de ferrailage de l'acrotère

III.1.4. Etude d'escalier :

Les escaliers dont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place.

III.1.4.1 Principe de calcul :

Il faut déterminer les moments de flexion en fonction du type d'escalier et des conditions d'appuis.

a) Première partie

→ Dimension

Cette volée est composée de :

- Paliers d'épaisseur de 14 cm
- Une volée d'épaisseur 14 cm
- Giron de 30 cm
- **Charges et surcharges**

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 5.21 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{volée}} = 7.86 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q_{\text{Escalier}} = 2.50 \text{ Kn/m}^2$$

Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

❖ Palier

$$\text{ELU} \rightarrow q_{u1} = 1.35G_p + 1.5Q_{es} = 1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 2.5 = 10.7835 \text{ Kn}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{s1} = G_p + Q_{es} = 5.21 + 2.50 = 7.71 \text{ Kn}$$

❖ Paillasse

$$\text{ELU} \rightarrow q_{u1} = 1.35G_v + 1.5Q_{es} = 1.35 \times 7.86 + 1.5 \times 2.50 = 14.361 \text{ Kn}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{s1} = G_v + Q_{es} = 7.86 + 2.50 = 10.36 \text{ Kn}$$

III.1.4.2-Efforts internes :

Détermination des réactions des appuis :

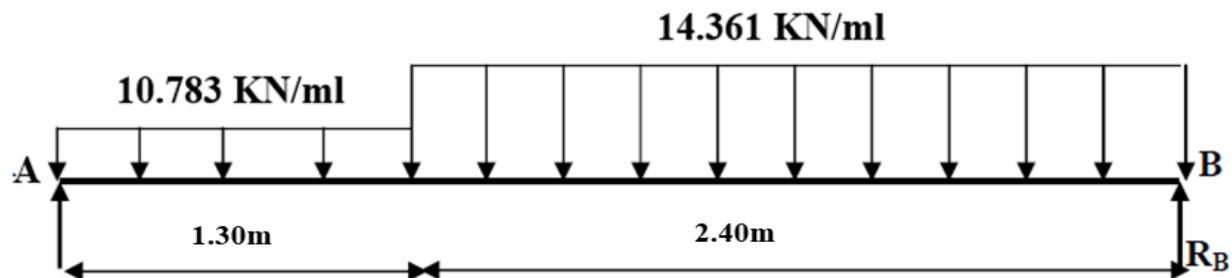


Figure III.1.4.1: Schéma statique d'escalier

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 10.783 \times 1.30 - 14.361 \times 2.40$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 48.4843 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_B \times 3.70 + 10.783 \times 1.30 \times \frac{1.30}{2} + 14.361 \times 2.40 \times (1.30 + \frac{2.40}{2})$$

$$\rightarrow R_B = \frac{95.277635}{3.70} = 25.75 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 48.48 - 25.75 = 22.73 \text{ KN}$$

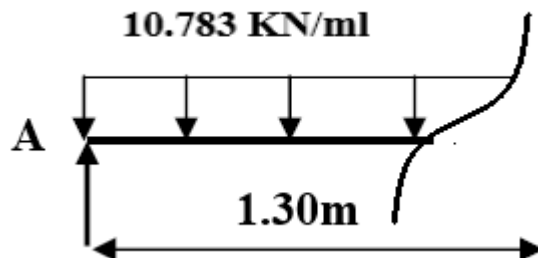
Finalement :

$$R_A = 22.73 \text{ KN}$$

$$R_B = 25.75 \text{ KN}$$

Moment fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30\text{m}$



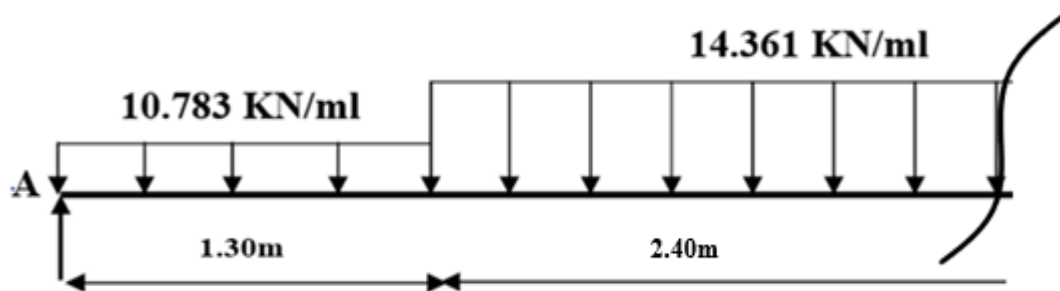
$$\Sigma F/y = 0$$

$$T_y = -10.783x + 22.73 \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 22.73 \text{ Kn} \\ x = 1.30 \rightarrow T_y = 8.71 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\Sigma M/I = 0$$

$$M_z = -10.783\left(\frac{x^2}{2}\right) + 22.73x \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.30 \text{ m} \rightarrow M_z = 20.44 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $1.30 \leq x \leq 3.70 \text{ m}$



$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow T_y = 22.73 - 14.0179 - 14.361(x - 1.30) + 48.484 \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 57.2 \text{ Kn} \\ x = 2.40 \rightarrow T_y = 25.03 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\Sigma M/I = 0$$

$$\rightarrow M_z = R_A \cdot x - 10.783 \cdot 1.30(x - 0.65) - 14.36 \frac{(x - 1.3)^2}{2} x \rightarrow$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.36 \text{ m} \rightarrow M_z = 19.81 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

• Calcul de M_{\max} :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

$$T = 0 \rightarrow -10.783x + 22.73 = 0 \rightarrow x = 2.1 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{\max} = M(1.73) = -14.361 \left(\frac{1.79^2}{2} \right) + 25.75(-1.79)$$

$$\rightarrow M_{\max} = 23.96 \text{ Kn.m}$$

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée et aux appuis par des coefficient réducteur :

- Aux appuis : $M_a = 0.3M_{\max}$
- En travée : $M_t = 0.85M_{\max}$

$$M_a = 0.3M_0 \rightarrow M_a = 0.3 \times 23.96 = 6.92 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 \rightarrow M_t = 0.85 \times 23.96 = 19.82 \text{ Kn.m}$$

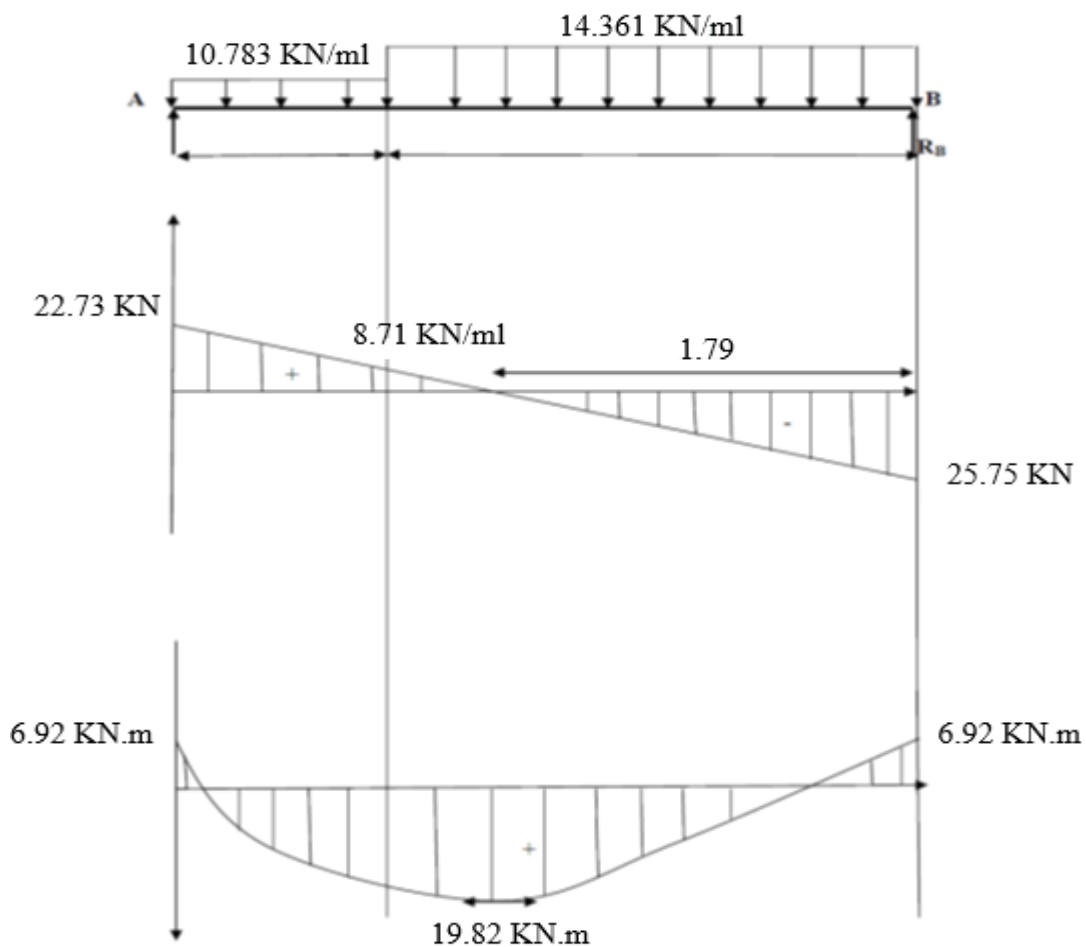


Figure III.1.4.2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

ELS :

Détermination des réactions des appuis :

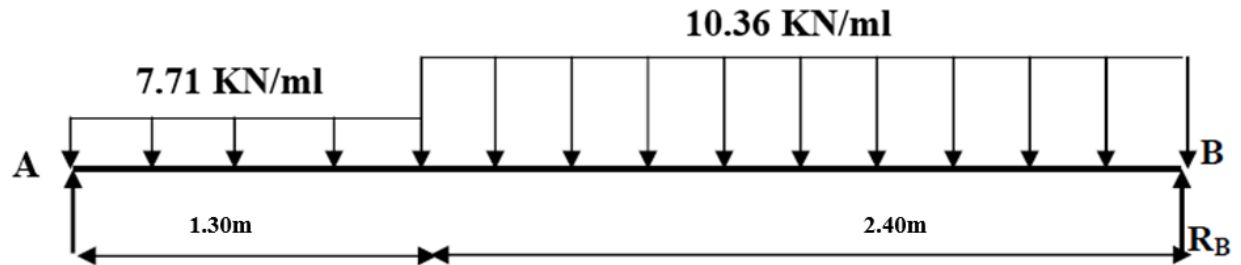


Figure III.1.4.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 7.71 \times 1.30 - 10.36 \times 2.40$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 34.887 \text{ Kn}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_B \times 3.70 + 10.023 \times 0.65 + 24.864 \times 2.50$$

$$\rightarrow R_B = \frac{68.67}{3.70} = 18.56 \text{ Kn}$$

$$\rightarrow R_A = 16.32 \text{ Kn}$$

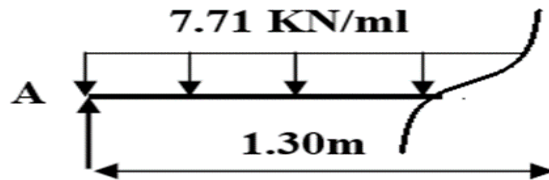
Finalement

$$R_A = 16.32 \text{ Kn}$$

$$R_B = 18.56 \text{ Kn}$$

→ Moment fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30\text{m}$



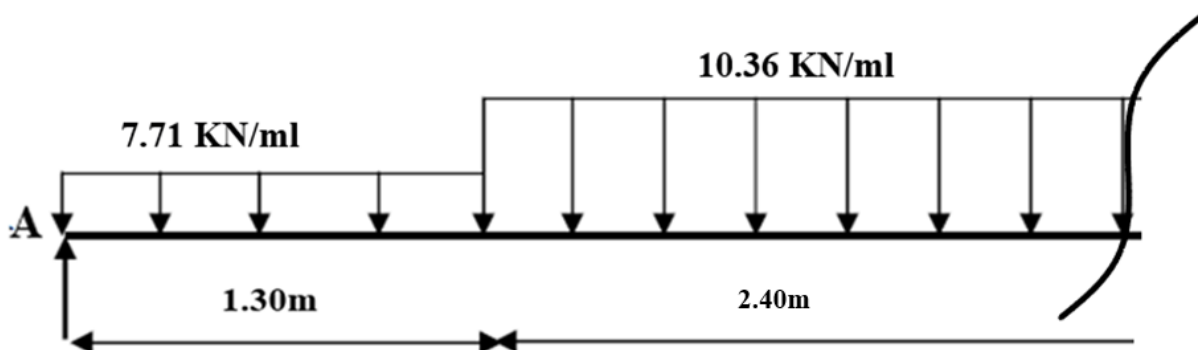
$$\sum F/y = 0$$

$$\rightarrow T_y = -7.71x + 16.32 \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 16.32 \text{ Kn} \\ x = 1.30 \rightarrow T_y = 6.30 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\sum M/I = 0$$

$$\rightarrow M_z = -7.71\left(\frac{x^2}{2}\right) + 16.32x \rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.30\text{m} \rightarrow M_z = 9.80 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $1.30 \leq x \leq 3.70\text{m}$



$$\sum F/y = 0$$

$$\rightarrow T_y = R_A - 7.71 \times 1.30 + 10.36(x - 1.3) \rightarrow \begin{cases} x = 1.3 \rightarrow T_y = 6.30 \text{ Kn} \\ x = 3.54 \rightarrow T_y = 29.50 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\sum M/I = 0$$

$$\rightarrow M_z = R_A \cdot x - 7.71x1.3(x - 0.65) - 10.36\left(\frac{x - 1.3^2}{2}\right) + 18.56x \rightarrow$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \\ x = 1.30m \rightarrow M_z = 11.27 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

• **Calcul de M_{\max} :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30m$

$$T = 0 \rightarrow -7.71x + 16.32 = 0 \rightarrow x = 2.1 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{\max} = M(2.1) = -7.71\left(\frac{2.1^2}{2}\right) + 16.32(2.1)$$

$$\rightarrow M_{\max} = 17.27 \text{ Kn.m}$$

- Aux appuis : $M_a = 0.3M_{\max}$

- En travée : $M_t = 0.85M_{\max}$

$$M_a = 0.3M_0 \rightarrow M_a = 0.3 \times 17.27 = 4.98 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 \rightarrow M_t = 0.85 \times 17.27 = 14.13 \text{ Kn.m}$$

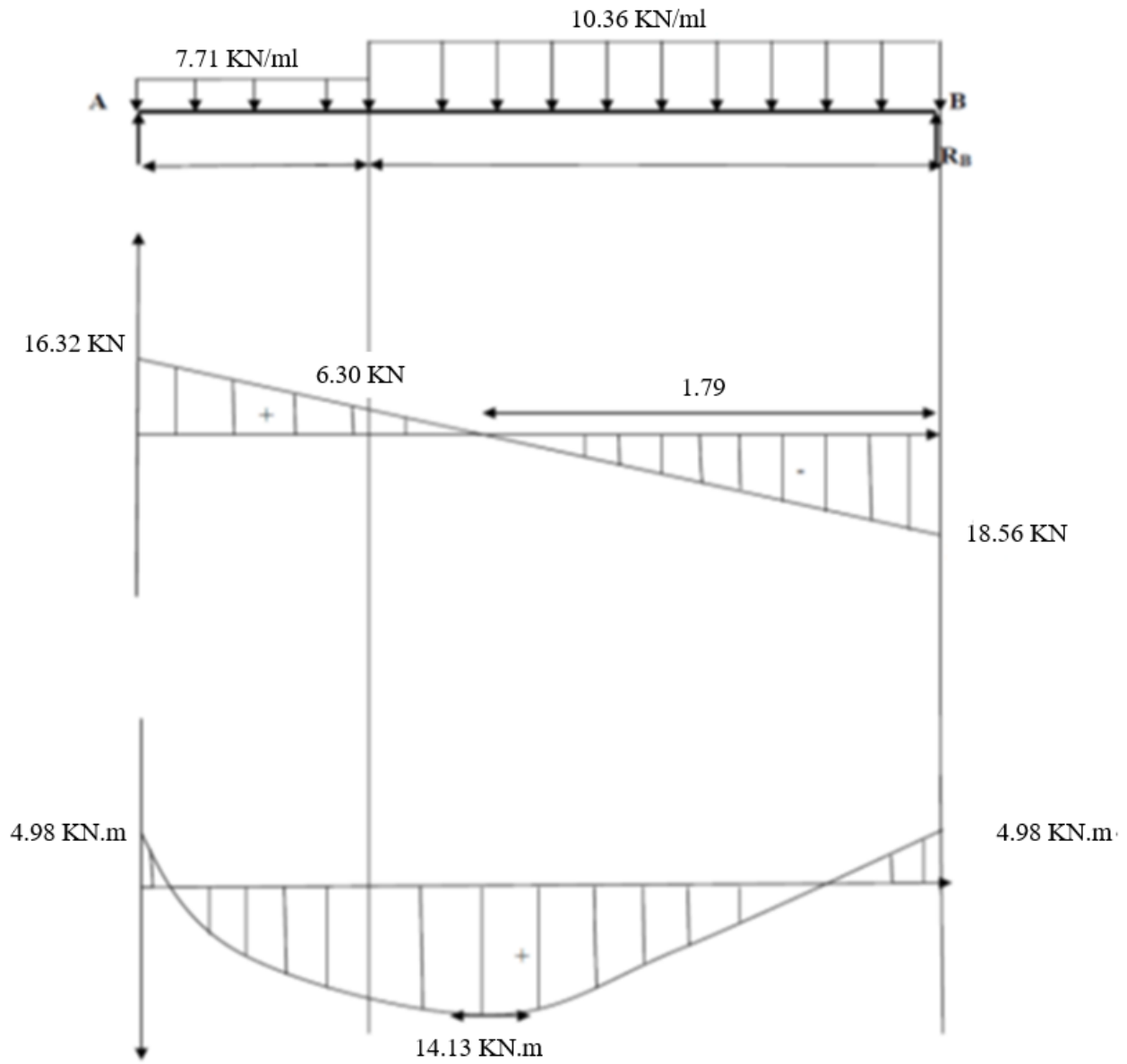


Figure III.1.4.5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III.1.4.3 Calcul des armatures

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m

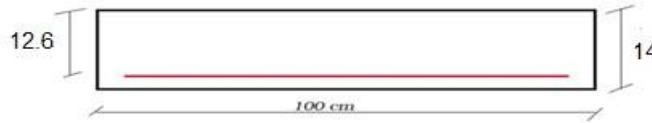


Figure III.1.4.6 : Section a ferrailé

→ Pour la première partie :

$B = 100\text{cm}$; $h = 14\text{cm}$; $d = 0.9h = 12.9\text{cm}$; $f_c = 400\text{Mpa}$; $f_{c25} = 25\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$;

$\sigma_s = 348\text{Mpa}$

✚ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2\sigma_b} = \frac{18.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.081)}) = 0.105$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.6(1 - 0.4 \times 0.105) = 12.07\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = \frac{18.38 \times 10^3}{12.07 \times 348} = 4.375\text{cm}^2$$

On adopte $A_s = 4.52\text{cm}^2$ Le Choix **4HA12**

✚ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2\sigma_b} = \frac{6.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.029)}) = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.6(1 - 0.4 \times 0.036) = 12.41\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Zx\sigma_s} = \frac{6.45 \times 10^3}{12.41 \times 348} = 1.49 \text{cm}^2$$

On adopte $A_s = 2.01 \text{cm}^2$ Le Choix **4HA8**

→ **Espacement :**

✚ **En travée :**

$$\text{Esp} = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} < \min(3h = 3 \times 14 = 42; 33 \text{cm}) \rightarrow 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **En appuis:**

$$\text{Esp} = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} < \min(3h = 3 \times 14 = 42; 33 \text{cm}) \rightarrow 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

→ **Armatures de repartition:**

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

✚ **En travée**

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 2.26 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Le choix } \mathbf{3HA10} = \mathbf{2.36 \text{cm}^2}$$

✚ **En appuis**

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{cm} \rightarrow \text{Le choix } \mathbf{3HA6} = \mathbf{0.85 \text{cm}^2}$$

→ **- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 0.126 \times \frac{2.1}{400} = 1.82 \text{cm}^2$$

✚ **En travée**

$$A_s = 4.52 \text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.82 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✚ **En appuis**

$$A_s = 2.01 \text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.82 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.1.4.4-Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u < \tau$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} = \frac{7.238 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.057 \text{Mpa}$$

$$\tau = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right) = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

Donc : $\tau_u = 0.057 \text{Mpa} < \tau = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.1.4.5- Vérification a l'ELS :

→ Vérification la contrainte dans le béton :

✚ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \underline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5.65}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(12.6 \times 5.65)}{7.5 \times 5.65 \times 5.65}} - 1 \right] = 3.85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 3.85^3}{3} + 15 [5.65(12.6 - 4.86)^2] = 7218.2832 \text{cm}^4$$

→ Vérification la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \underline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y)$$

$\underline{\sigma}_s \leq f_e \dots\dots\dots$ Car la fissuration peu préjudiciable, Donc : $\sigma_s = 400 \text{Mpa}$

✚ En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \underline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s)}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 2.36}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(12.6 \times 2.36)}{7.5 \times 2.36^2}} - 1 \right] = 2.65 \text{cm}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 2.65^3}{3} + 15 [2.36(12.6 - 2.65)^2] = 4125.001 \text{cm}^4$$

➔ Vérification la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \underline{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\underline{\sigma}_s \leq f_e \dots \dots \dots \text{Car la fissuration peu préjudiciable, Donc : } \sigma_s = 400 \text{Mpa}$$

III.4.6-Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{0.14}{3.6} = 0.0388 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65 \times 10^{-4}}{1 \times 0.126} = 0.0044 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
- $\frac{h}{L} = \frac{0.14}{4.96} = 0.028 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{18.38}{10 \times 21.63} = 0.0849 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

Les 3^{eme} condition est vérifiée donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

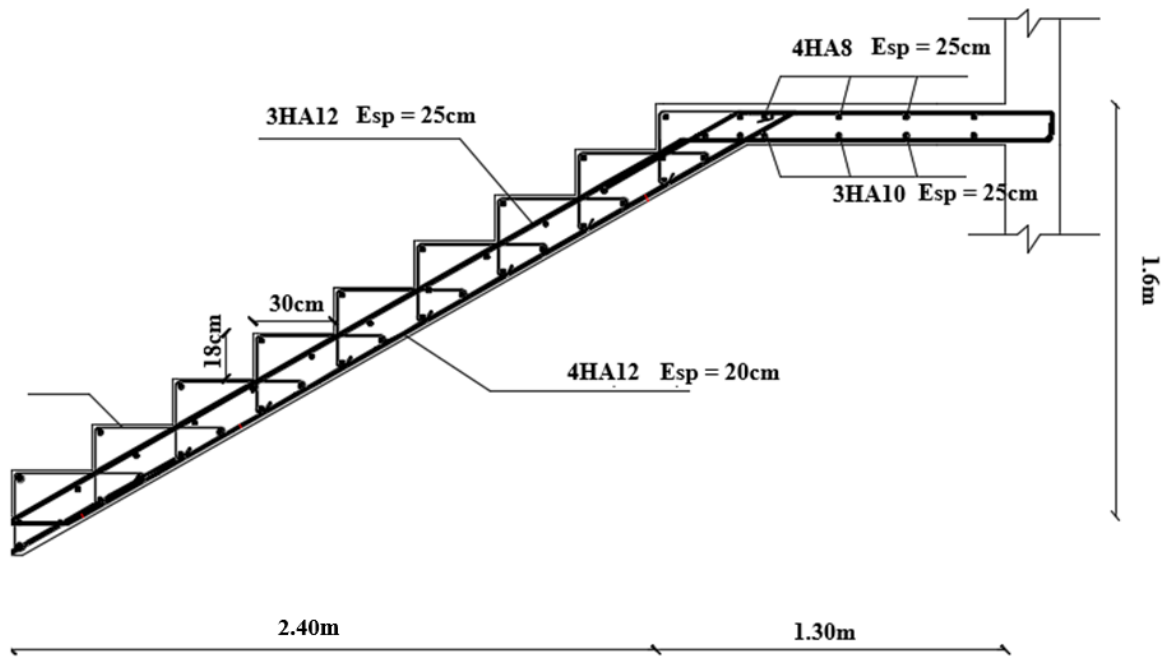


Figure III.1.4.7 : Schéma du ferrailage de la volée de l'escalier

III.1.5- Etude de la poutre palière :

Elle est soumise à la flexio simple et la torsion

- La flesion simple : elle provient des poids propre de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier
- La torsion : elle provient de l'effort horizontal qui a été exerce par les volée sur la poutre elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 2.24m son schéma est la suivant :

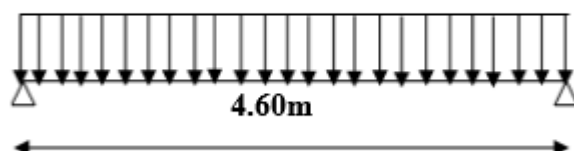


Figure III.1.5.1 : Shéma statique de la poutre palière

III.1.5.1Prédimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91 modifie 99** les dimensions de poutre sont

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

$$\frac{460}{15} = 30.7\text{cm} \leq h \leq \frac{460}{10} = 46\text{cm}$$

On prend **h = 40cm**

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

$$0.3 \times 40 = 12\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 40 = 28\text{cm}$$

On prend **b = 30cm**

Vérification selon le **RPA99/Version2003** (Zone sismique IIa) : Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

- $h \geq 30\text{cm}$; $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ **CV**
- $b \geq 20\text{cm}$; $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ **CV**
- $h/b \leq 4$; $h/b = 10/6 = 0.6 < 4$ **CV**

Nous prenons : $h = 40\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

III.1.5.2- Charges qui agissent sur la poutre palière :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ Kn/m}$
- Poids propre du mur : $2.76(3.20 - 0.40) = 7.893 \text{ Kn/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_A = 21.903 \text{ Kn/ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_A = 15.724 \text{ Kn/ml}$

→ **Combinaison des charges**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + R_A = 1.35(3 + 7.893) + 21.903 = 36.608 \text{ Kn}$$

A l'ELS:

$$q_s = G + R_A = (3 + 7.893) + 15.724 = 26.617 \text{ Kn}$$

III.1.5.3- Calcul à l'ELU:

1) Moment isostatique:

$$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{36.608 \times 4.60^2}{8} = 96.82 \text{ Kn.m}$$

2) Effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_u.L}{2} = \frac{36.608 \times 4.60}{2} = 84.198 \text{ Kn}$$

En tenant compte du semi encastrement :

- Moment en appuis → $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 96.82 = 29.046 \text{ Kn.m}$
- Moment en travée → $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 96.82 = 82.297 \text{ Kn.m}$

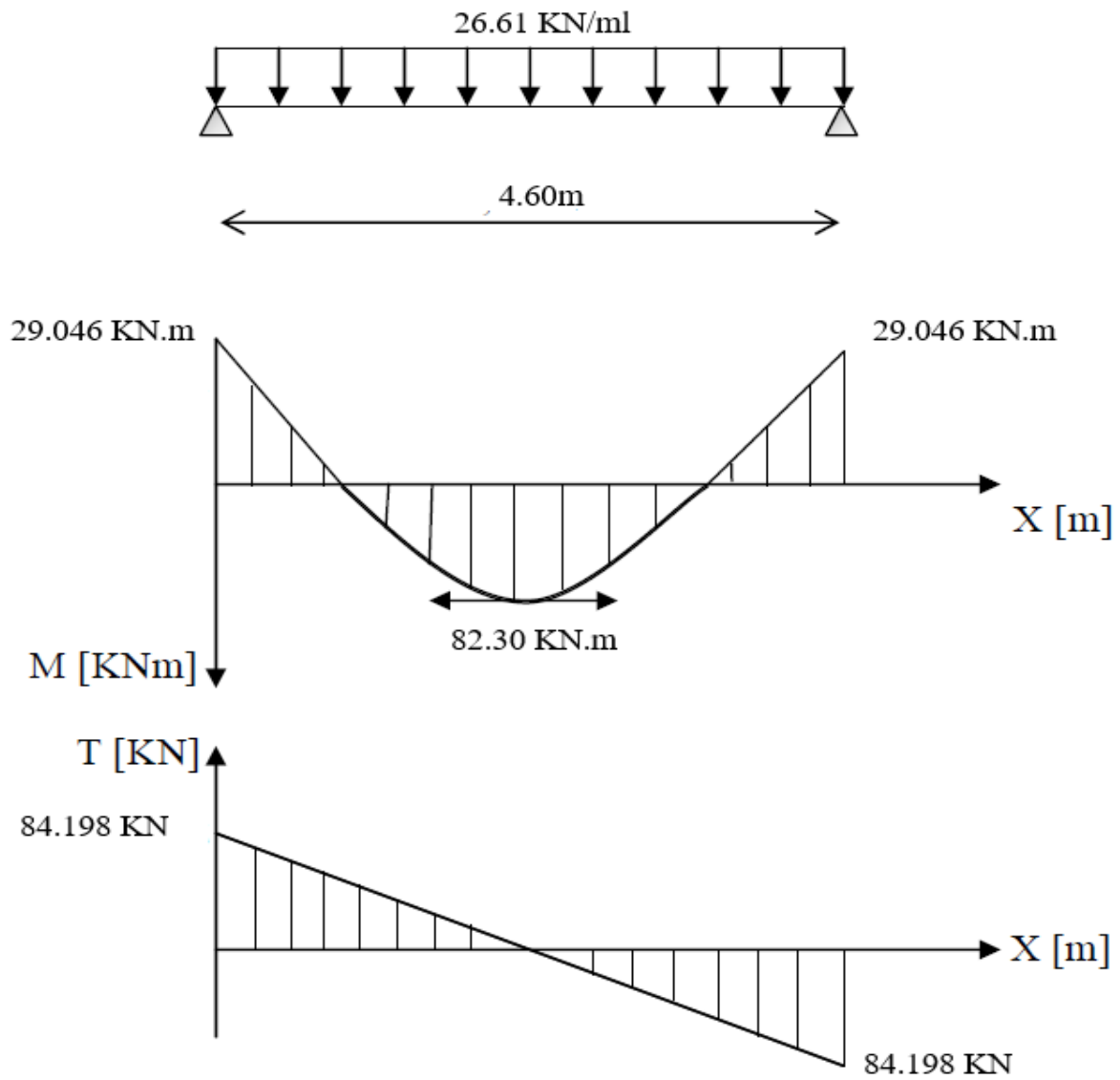


Figure III.1.5.2 : Diagramme de M et T à l'ELU

III.1.5.4 Le ferrailage :

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{82.297 \times 10^{-3}}{30 \times 36^2 \times 14.2 \times 100} = 0.149 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149}) = 0.202$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.202) = 33.09 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Zx\sigma_s} = \frac{82.297 \times 10^{-3}}{33.09 \times 348} = 7.14 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } A_s^t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

b) En appuis

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{20.046 \times 10^5}{30 \times 36^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0363 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0363}) = 0.0462$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.0462) = 35.33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Zx\sigma_s} = \frac{20.046 \times 10^3}{35.33 \times 348} = 1.63 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } A_s^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

3) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_s^t > A_{\min} \\ A_s^a > A_{\min} \end{cases} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

b) Condition de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq (\tau_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{84.198 \cdot 10^3}{300 \times 360} = 0.779 < 3.25\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Influence sur le béton**

$$(V_u = 84.198 \text{ Kn}) \leq 0.4b(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 36 \times \frac{2.5}{1.5} = 648 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$A_s^a = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \left\{ \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(84.198 \times 10^3 + - \frac{20.046 \times 10^5}{0.9 \times 36} \right) = 0.64 \right\} \dots\dots \text{CV}$$

d) Contrainte d'adhérence : (BAEL 91, modifié99 ; Art.A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq (\tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{Mpa})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2\text{cm}$$

$$\text{AN: } \tau_{se} = \frac{84.198 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 94.2} = 2.75\text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = 2.75 < 3.15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

e) Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91, modifié99 ; Art.A.6.1.127)

La longueur de scellement droit doit être :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6\Psi^2 f_{c28} = 0.6(1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.83\text{Mpa}$$

$$\rightarrow L_s = \frac{400 \cdot 10}{4 \times 2.83} = 42.40\text{cm}$$

La longueur d'ancrage est mesurée hors crochets est de $L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 42.40 = 16.96\text{cm}$

f) Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91, modifié99 ; Art.A.7.2.2)

$$\emptyset_t \leq [\min \{ \emptyset_L, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \}] = \min \{ 10 ; 11.4 ; 30 \} = 10\text{cm.}$$

Soit : $\emptyset_t^{\text{adpt}} = 8\text{mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} = \frac{3.14 \cdot 0.8^2}{4} = 0.5\text{cm}^2$$

Soit $A_t^{\text{adpt}} = \text{HA8} = 0.50\text{cm}^2$

g) Calcul des espacements des armatures :

1) Selon le BAEL :

- $S_{t1} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow S_{t1} \leq \min (0.9 \times 36 ; 40\text{cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_{t1} = 25\text{cm}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67\text{cm} \rightarrow S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2}) = 20\text{cm.}$

L'espacement maximale entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right) = \min (10 ; 9.6 ; 30) = 9.6\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- **Dans la zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h) Vérification des armatures transversales : Selon le RPA

$$A_{t,\text{min}} = 0.003 S_t \cdot b$$

$$A_{t,\text{min}} = 0.003 \cdot 7 \times 30 = 0.63\text{cm}^2 < 3.14\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{t,\text{min}} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 < 3.14\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.5.5- Calcul à l'ELS :

$q_s = 26.617 \text{ Kn}$

a) Moment isostatique

$M_0 = \frac{q_s.l}{8} = \frac{26.671 \times 4.60^2}{8} = 70.54 \text{ Kn.m}$

b) Effort tranchant :

$T_u = \frac{q_s.L}{2} = \frac{26.617 \cdot 4.60}{2} = 61.22 \text{ Kn}$

En tenant compte du semi encastrement :

c) Vérification des contraintes

- **Etat limite de résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

✚ En travée

$y = \frac{15.A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b.d.A_s}{7.5A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 9.24}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 36 \times 9.24}{7.5 \times 7.70^2}} - 1 \right] = 13.23 \text{ cm}$

$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] = \frac{30 \times 13.23^3}{3} + 15[7.70(36 - 13.23)^2] = 83040.47 \text{ cm}^4$

d) Etat limite de déformation:

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

1- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

2- $\frac{h}{l} \geq \frac{1.M_t}{10.M_0}$

3- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$\frac{40}{460} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiées**

$\frac{40}{460} = 0.086 > \frac{1 \times 56.96}{10 \times 70.54} = 0.080 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

$$\frac{A}{b.d} = \frac{9.24}{30 \times 36} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.

III.1.5.6-Calcul de la poutre palière à la torsion :

Le moment fléchissant à l'intérieur de la poutre au niveau du palier et paillasse provoque un moment de la torsion au niveau de la poutre palière.

$$M_t = \frac{T.max .b}{2} = \frac{84.198 \times 0.3}{2} = 12.92 \text{ Kn}$$

III.1.5.6.1-Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{ut} = \frac{M_t}{2b_0.\Omega}$$

Avec :

M_t : Moment de torsion

Ω : Air du contour à mi portée

b_0 : Epaisseur de la paroi considéré

$$b_0 = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (b - b_0) \times (h - b_0) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 25 \times 35 = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ut} = \frac{12.92 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 1.47 \text{ Mpa}$$

D'après le **BAEL91 modifié99 ; on doit avoir**

$$\tau_{ut}^2 + \tau_u^2 \leq \tau$$

$$1.47^2 + 0.779^2 \leq 3.25^2 \rightarrow 2.76 < 10.56 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.5.6.2-Calcul des armatures équilibrées à la torsion

$$\mu = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(30 - 5) + (40 - 5)] \times 2 = 120\text{cm}$$

$$A_T = \frac{\mu.M_t}{1.\varphi.\sigma_s} = \frac{120 \times 10^{-2} \times 12.92 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 348} = 2.55\text{cm} \text{ On adopter: } A_T = 2T14 = 3.08\text{cm}^2$$

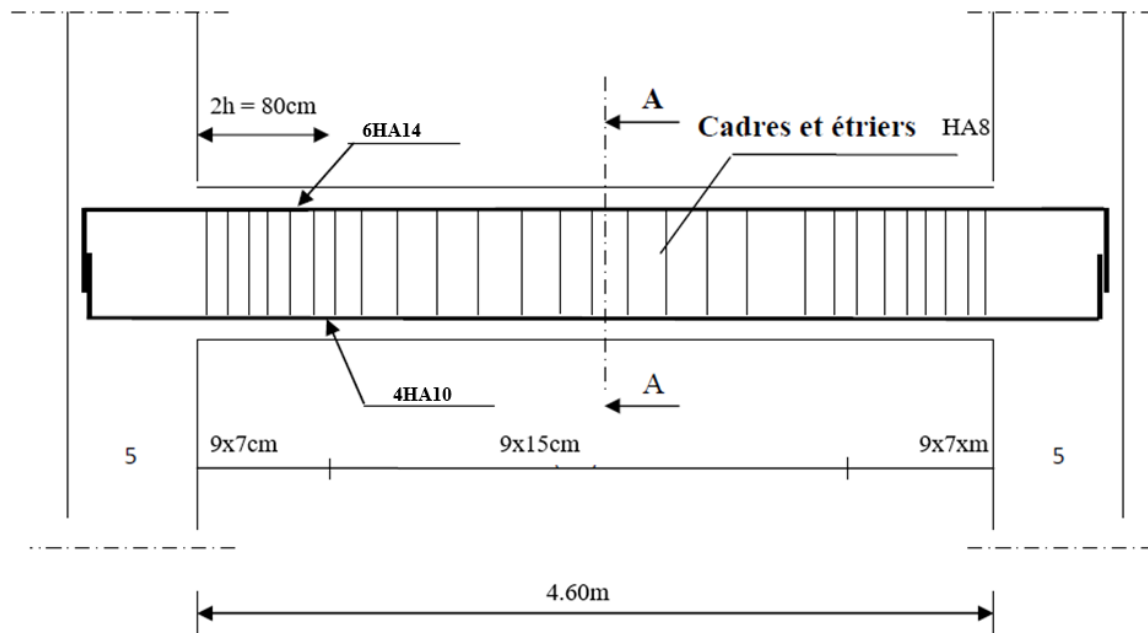


Figure III.1.5.3 : Schéma ferrailage de poutre palière

Chapitre IV :
Etude Dynamique Et Sismique

IV.1-Introduction :

Un séisme est une libration brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.1.1-Critère de classification :

Ces classifications sont nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques.

IV.1.1.1-Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante **RPA99/v2003** :

- **Zone 0** : Sismicité négligeable.
- **Zone I** : Sismicité faible.
- **Zone IIa et IIb** : Sismicité moyenne.
- **Zone III** : Sismicité élevée.

IV.1.1.2-Classification des ouvrages selon leur importance :

Le règlement parasismique algérien **RPA99/v2003** considère 4 groupes d'ouvrage selon leur importance pour la collectivité :

- **Groupe 1A** : Ouvrage d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : Ouvrage de grande importance.
- **Groupe 2** : Ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

IV.1.1.3-Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent **RPA99/v2003** :

➤ **Catégorie S1** : Site rocheux

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800\text{m/s}$.

➤ **Catégorie S2** : Site ferme

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur.

➤ **Catégorie S3** : Site meuble

Dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ à partir de 10m de profondeur.

➤ **Catégorie S4** : Site très meuble

Dépôts des sables très lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

IV.1.2- Choix de la méthode de calcul :

Les méthodes de calcul sont réglementées, le **RPA99/v2003** prescrit les trois méthodes ci-dessous :

- La méthode statique équivalents ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1.2.1-Méthode statique équivalente :**IV.1.2.1.1- Conditions d'application :**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Aux bâtiments réguliers en plan et en élévation dont la hauteur ne dépasser pas 65m en zone I et IIa, et 30m en zone IIb et III.
- b) Aux bâtiments irréguliers respectent les conditions de hauteur citée ci-dessus ainsi qu'aux conditions suivantes :

Zone I : tout groupes d'usage

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2 si $H \leq 7$ niveaux ou 23m
- Groupe d'usage 1B si $H \leq 5$ niveaux ou 17m
- Groupe d'usage 1A si $H \leq 3$ niveaux ou 10m

Zone IIb et III :

- Groupe d'usage 3 et 2 si $H \leq 5$ niveaux ou 17mm
- Groupe d'usage 1B si $H \leq 3$ niveaux ou 10m
- Groupe d'usage 1A si $H \leq 2$ niveaux ou 8m

IV.1.2.1.2-Principe de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamique qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.1.2.1.3-Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
- Seul le mode fondamental de vibration de structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.1.2.1.4-Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontale orthogonales selon la formule (**art4.2.3 du RPA99/v2003**).

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du (**RPA99/v2003 Art : 4.2.3**) suivante la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage 1B ; Zone IIa → A = 0.2

D : Facteur d'amplification dynamique moyen dépend de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{5}{3}} \Rightarrow T > 3.0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique du (**RPA99/v2003 Art : 2.4.2**)

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_n^{\frac{2}{3}} ; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

h_N : Hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

→ $h_N = 20.08m$

C_T Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) du (**RPA99/v2003 Art.2.4.2**)

$C_T = 0.05$ → Portique auto stables en béton armé ou acier avec remplissage en maçonnerie

- **Sens Longitudinale** : L = 31.40m

$$\begin{cases} T_L = \frac{0.09 \times 20.08}{\sqrt{31.40}} \Rightarrow T_L = 0.32s \\ T_L = 0.05 \times (20.08)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T_L = 0.47s \end{cases} \rightarrow T_L = \min \{0.32s, 0.47s\} = 0.32s$$

- **Sens Transversale** : $L = 18.10\text{m}$

$$\begin{cases} T_T = \frac{0.09 \times 20.08}{\sqrt{18.10}} \Rightarrow T_L = 0.42\text{s} \\ T_T = 0.05 \times (20.08)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T_L = 0.47\text{s} \end{cases} \rightarrow T_T = \min \{0.42\text{s}, 0.47\text{s}\} = 0.42\text{s}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique donnés par le tableau (4.2) du **RPA99/v2003**

Pour notre Cas le système est contreventé par voile porteurs :

$$\xi = 7\%$$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.88 \geq 0.7 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On aura :

$$D_L = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.40}{0.32}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.55$$

$$D_T = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.40}{0.42}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.12$$

Q : Facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction ;

Cette valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité a retenir selon le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par Le tableau (4.4) du (RPA99/v2003 Art.4.2.3).

Critère q	P _q (transversale)	P _a (Longitudinale)
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôles de qualité des d'exécution	0	0

Tableau IV.1.1-Valeurs des pénalités pq

$$P_q = 0$$

$$\begin{cases} Q_x = 1.0 \\ Q_y = 1.0 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement de la structure, sa valeur dépend de système de contreventement et donnée par le tableau (4.3) du (RPA99/v2003)

W : Poids total de la structure, est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération par le tableau (4.5) du (RPA99/v2003 Art : 4.2.3)

$\beta = 0.20 \rightarrow$ Bâtiment à usage d'habitation

Etage	Mass X	Mass Y
Etage 5	21524.97	21524.97
Etage 4	18993.81	18993.82
Etage 3	18993.81	18993.81
Etage 2	18993.81	18993.81
Etage 1	18993.81	18993.81
RDC	18234.44	18234.44
Total W (KN)	115734.65	115734.65

$W = 115734.65$ KN/ml

Donc $V_x = \frac{0.15 \times 2.55 \times 1.2}{3.5} \times 115734.65 = 15177.77$ KN

$V_y = \frac{0.15 \times 2.12 \times 1.2}{3.5} \times 115734.65 = 12618.38$ KN

IV.1.2.1.5-Distribution des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : est une force concentrée au sommet de la structure : elle permet de tenir en compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

Avec :

$F_t = 0.07TV < 0.25V$ Pour $T > 0.7$ sec

$F_t = 0$ Pour $T \leq 0.7$ sec

Dans notre cas $T = 0.40 \leq 0.7$ sec $\rightarrow F_t = 0$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule donnée par (RPA99/V2003 Art : 4.2.5) :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i ;

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force ;

h_j : Niveau du plancher quelconque ;

$W_i W_j$: Poids revenant aux planchers i et j

Etage	$(V_x - F_t)$	$(V_y - F_t)$	W_i	h_i	$W_i \cdot h_i$	F_{ix}	F_{iy}
5	15177.77	12618.38	21524.97	20.08	432221.4	4605.56	3828.94
4	15177.77	12618.38	18993.81	16.88	320615.5	3416.34	2840.25
3	15177.77	12618.38	18993.81	13.68	259835.3	2768.70	1763.38
2	15177.77	12618.38	18993.81	10.48	199055.1	2121.04	1763.38
1	15177.77	12618.38	18993.81	7.28	138274.9	2098.70	1224.94
RDC	15177.77	12618.38	18234.44	4.08	74396.51	792.74	659.06
Somme					1424398.71	15803.08	12618.38

Tableau IV.1.2-

IV.1.2.1.6-Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné selon le (RPA99/V2003 Art : 4.2.6)

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Etage	$F_{t,x}$	$F_{t,y}$	$\sum_{i=K}^n F_{ix}$	$\sum_{i=K}^n F_{iy}$	$V_{k,x}$	$V_{k,y}$
5	0	0	4605.56	3828.94	4605.56	3828.94
4	0	0	8021.9	6669.19	8021.9	6669.19
3	0	0	10790.6	8971	10790.6	8971
2	0	0	12911.64	10734.38	12911.64	10734.38
1	0	0	15010.34	11959.32	15010.34	11959.32
RDC	0	0	15803.08	12618.38	15803.08	12618.38

Tableau IV.1.3- Distribution horizontale des forces sismique

IV.1.2.2- Méthode dynamique modale spectrale :

IV.1.2.2.1-Domaine d’application :

Il s’agit de la méthode la plus utilisée pour le calcul des structures du fait de sa simplicité, elle est bien adaptée aux moyens de calcul des ingénieurs, Elle peut être utilisée dans tout les cas et en particulier lorsque la « méthode statique équivalente » n’est pas applicable (**RPA99/v2003 Art 4.1.2**)

IV.1.2.2.2-Principe :

A travers cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.1.2.2.3-Modélisation :

Pour le calcul sismique selon la méthode spectrale le RPA99/v2003 propose 3 modélisations :

- Bâtiments réguliers comportant des planchers rigides : le modèle de calcul dans chaque direction est « la console à masses concentrée au niveau des centres de gravité des planchers » avec un seul DDL en translation horizontale dans chaque direction.
- Bâtiments irréguliers comportant des planchers rigides et exposés à la torsion :
Modèle de calcul tridimensionnel avec masses concentrée au centre de gravité des planchers avec 3DDL (2 translations + 1 rotation)
- Bâtiments réguliers ou non comportant des planchers flexibles : modèle tridimensionnel avec plusieurs (DDL) par planchers.

IV.1.2.2.4- Spectres de réponse :

Le spectre de calcul du **RPA** est un spectre d’accélération (S_g/g), il est défini par 4 fonction relative à 4 intervalles (**Art 4.3.3 formules 4.13 du RPA99/V2003**)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \times \eta \times \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 0,3S \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T > 0,3S \end{cases}$$

Avec :

T : période de vibration du mode considéré.

T₁ et **T₂** : période caractéristique associées à la catégorie de site.

η : Facteur de correction d'amortissement

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

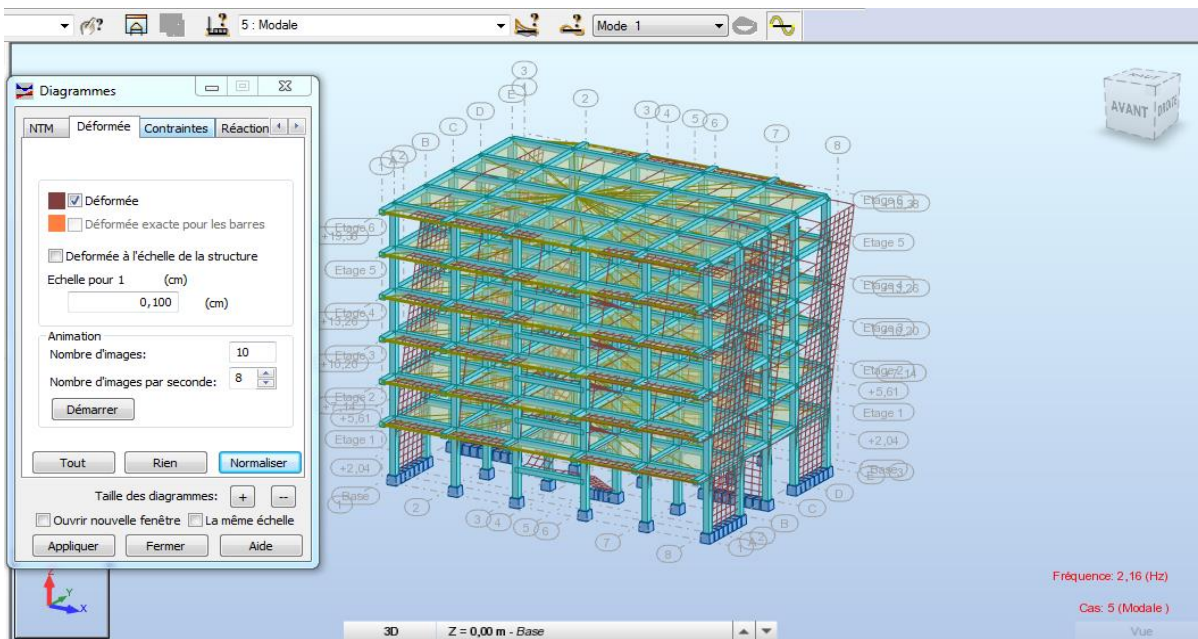


Figure IV.1.1 : Structure avec le voile

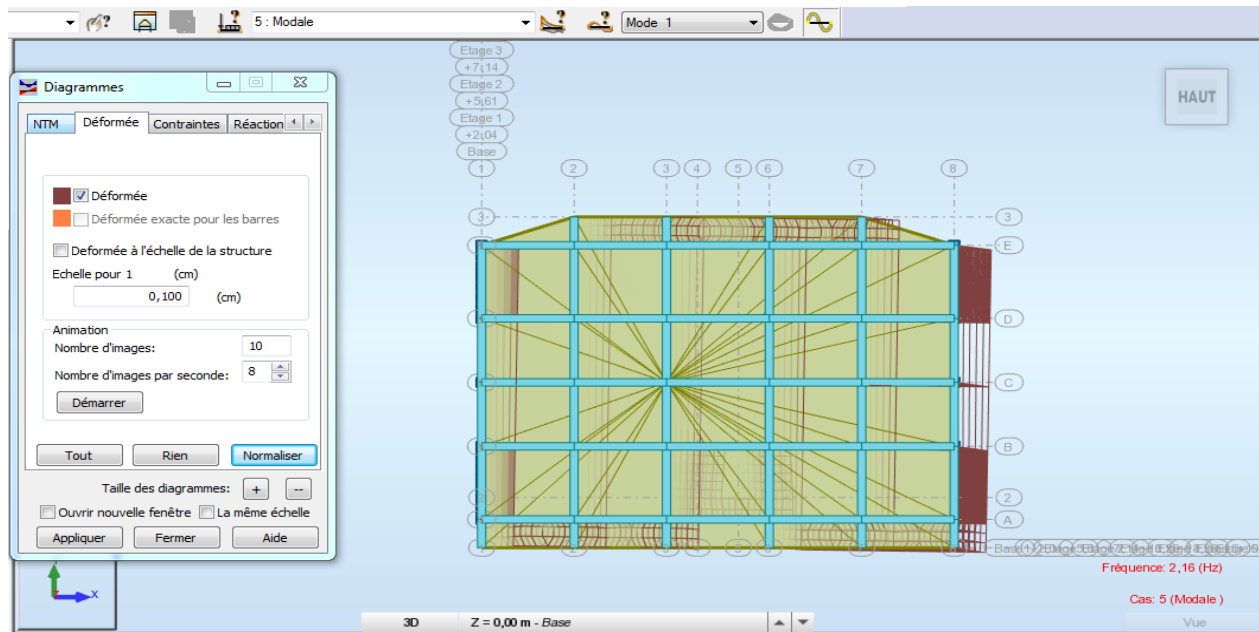


Figure IV.1.2 : Mode 1 période 0.46

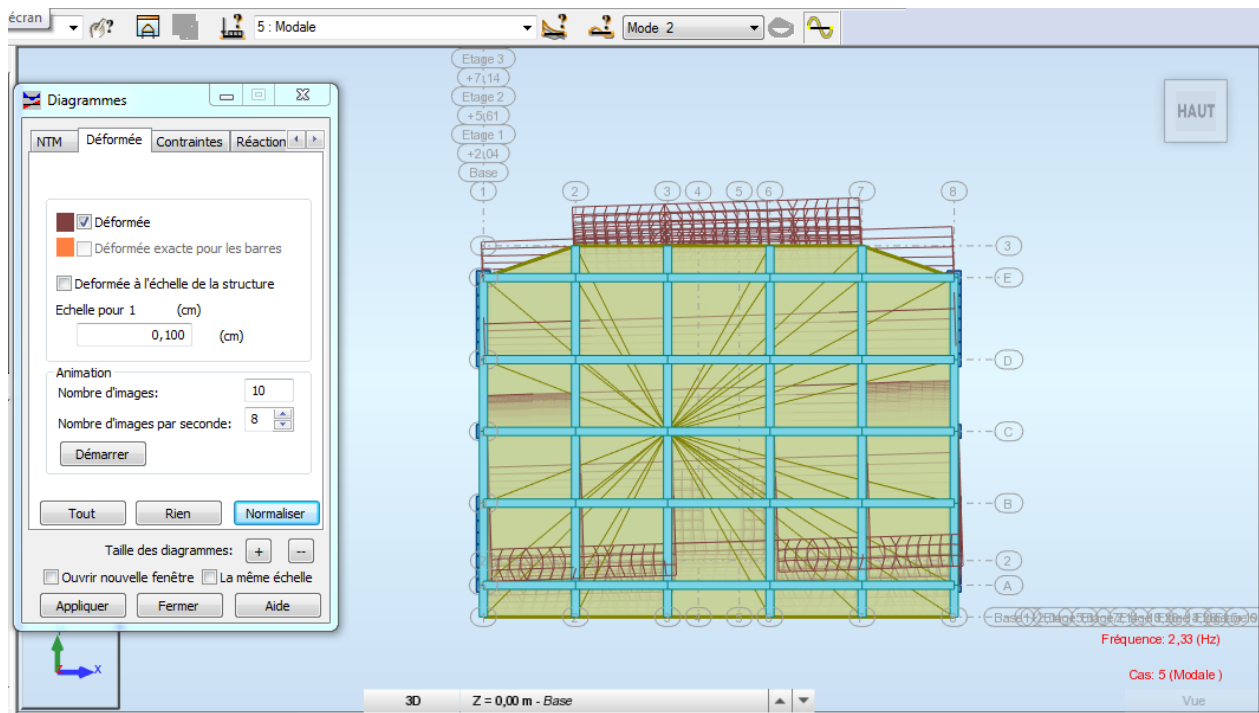


Figure IV.1.3 : Mode 2 période 0.43

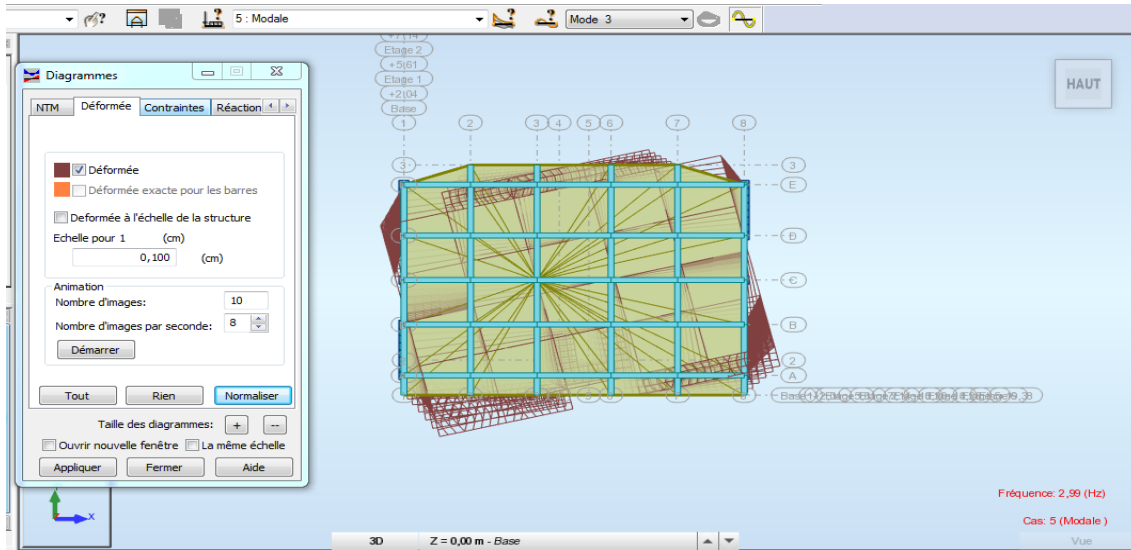


Figure IV.1.4 : Mode 3 période 0.33

Résultat trouvée par logiciel **ROBOT** après incorporation des voiles

cas/mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées	Masses Cu	Masses Cu	Masse Mo	Masse Mo	Masse Mo	Tot.mas.U	Tot.mas.U	Tot.mas.UZ [kg]
5/1	2.16	0.46	72.63	0.17	0	72.63	0.17	0	2470805	2470805	2470805.38
5/2	2.33	0.43	72.89	69.64	0.01	0.26	69.47	0.01	2470805	2470805	2470805.38
5/3	2.99	0.33	73.33	70.96	0.01	0.44	1.32	0	2470805	2470805	2470805.38
5/4	8.71	0.11	91.53	70.96	0.01	18.2	0	0	2470805	2470805	2470805.38
5/5	10.17	0.1	91.53	89.3	0.01	0	18.34	0	2470805	2470805	2470805.38
5/6	11.05	0.09	91.53	89.9	14.12	0	0.6	14.12	2470805	2470805	2470805.38
5/7	11.94	0.08	91.53	90.08	40.14	0	0.18	26.02	2470805	2470805	2470805.38
5/8	12.28	0.08	91.53	90.18	41.07	0	0.1	0.93	2470805	2470805	2470805.38
5/9	12.68	0.08	91.54	90.19	41.08	0	0.01	0.01	2470805	2470805	2470805.38
5/10	12.94	0.08	91.54	90.25	41.74	0	0.05	0.67	2470805	2470805	2470805.38

Tableau IV.1.2 : Période de participation massique pour structure

IV.2.2.5- Vérification de la période.

D’après le **RPA99/v2003 Art : 4.2.3** les valeurs de T calculées à partir de la méthode numérique (résultats de l’ROBOT) ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empirique appropriées de 30 %

$$T_{ROBOT} (x, y) \leq 1.3 T_{RPA} (x, y)$$

$$T_{ROBOT} = 0.46s$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{3/4} = 0.47$$

$T_{ROBOT} = 0.46s \leq 1.3(0.47) = 0.61 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

IV.2.2.6-Vérification de la résultante des forces sismique (RPA99/version2003)

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieurs à **80%** de résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacement, moments...) dans le rapport $0.8.V/V_t$

$V_{x\text{ Dynamique}} = 24708.05 \text{ KN} > V_{\text{ statique}} = 12142.21 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

$V_{y\text{ Dynamique}} = 24708.05 \text{ KN} > V_{\text{ statique}} = 10094.70 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

IV.2.2.7-Vérification de l’effort normale réduit :

Dans le but d’éviter ou de limiter de risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme. Le RPA99/Version2003 Art : 7.1.3.3 exigé de vérifier l’effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivantes :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Désigne l’effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles sismique

B_c : l’aire (section brute) de cette dernière ;

f_{c_j} : la résistance caractéristique du béton.

Niveau	N_d (N)	Type de poteau	F_{c25} (Mpa)	v	Remarque
RDC → 5 étages	234934	350x350	25	0.076	Vérifier

Tableau.IV.1.3 : Vérification de l’effort normal réduit

IV.2.2.8-Vérification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA99/version2003 Art 5.10 les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l’étage selon RPA99/version2003 Art 4.43 Le déplacement relatif au niveau ‘‘K’’ par rapport au niveau ‘‘K – 1’’ est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{EK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

$$\delta_{EK} = \frac{V_K}{\sum R_{ik}}$$

R : Coefficient de comportement

➤ **Sens x-x**

Etage	δ_{ek} (cm)	δ_{kx}	δ_{k-1}	Δ_k	1.0% (h_k)	Vérification
1	0.00219	0.0076	0	0.0076	0.0408	Vérifiée
2	0.0038	0.0133	0.0076	0.0057	0.0320	Vérifiée
3	0.0051	0.01785	0.0133	0.0045	0.0320	Vérifiée
4	0.0061	0.02135	0.0178	0.0035	0.0320	Vérifiée
5	0.0071	0.0248	0.0213	0.0035	0.0320	Vérifiée
6	0.0075	0.026	0.0248	0.0012	0.0320	Vérifiée

Tableau IV.1.4-Valeurs des déplacements calculée et admissible (m)

➤ **Sens y-y**

Etage	δ_{ek} (cm)	δ_{ky}	δ_{k-1}	Δ_k	1.0% (h_k)	Vérification
1	0.00182	0.00697	0	0.00697	0.0408	Vérifiée
2	0.00317	0.0110	0.00697	0.004	0.0320	Vérifiée
3	0.00427	0.0149	0.0110	0.0039	0.0320	Vérifiée
4	0.0051	0.0178	0.0149	0.0029	0.0320	Vérifiée
5	0.00569	0.0199	0.0178	0.0021	0.0320	Vérifiée
6	0.0060	0.021	0.0199	0.0011	0.0320	Vérifiée

Tableau IV.1.5-Valeurs des déplacements calculée et admissible

IV.1.2.2.9-Vérification de l'excentricité :

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05L (L étant dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

$$\text{Sens X : } e_{ax} = 0.05 \times 23.40 = 1.17\text{m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{ay} = 0.05 \times 18.10 = 0.90\text{m}$$

Etage	Lx (m)	Ly (m)	e _{x1} (m)	e _{y1} (m)	e _{x0} (m)	e _{y0} (m)	e _{x1} ≥ e _{x0}	e _{y1} ≥ e _{y0}
1	23.40	18.10	1.17	0.90	0	0.29	Vérifiée	Vérifiée
2	23.40	18.10	1.17	0.90	0	0.33	Vérifiée	Vérifiée
3	23.40	18.10	1.17	0.90	0	0.33	Vérifiée	Vérifiée
4	23.40	18.10	1.17	0.90	0	0.33	Vérifiée	Vérifiée
5	23.40	18.10	1.17	0.90	0	0.33	Vérifiée	Vérifiée
6	23.40	18.10	1.17	0.90	0	0.15	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.1.6-Vérification de l'excentricité

IV.1.2.2.10-Vérification vis-à-vis l'effet P – Δ :

Selon le RPA99/version2003 Art : 5.9 Les effet du 2^{eme} ordre (Ou effet P – Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{F_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Niveau	Sens x-x						Observation
	h _k (cm)	P _k (KN)	Δ (cm)	F _k (KN)	V _k (KN)	θ	
1	4.08	18234.44	0.0076	15803.08	4605.56	0.007	Vérifiée
2	7.28	18993.81	0.0057	15010.34	8021.9	0.002	Vérifiée
3	10.48	18993.81	0.0045	12911.64	10790.6	0.0007	Vérifiée
4	13.68	18993.81	0.0035	10790.6	12911.64	0.0003	Vérifiée
5	16.88	18993.81	0.0035	8021.9	15010.34	0.0002	Vérifiée
6	20.08	21524.97	0.0012	4605.56	15803.08	0.00008	Vérifiée

Tableau IV.1.7-Tableau de P – Δ Sens x-x

Niveau	Sens x-x						Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	4.08	18234.44	0.00697	659.06	12618.38	0.0023	Vérifiée
2	7.28	18993.81	0.004	1224.94	11959.32	0.0008	Vérifiée
3	10.48	18993.81	0.0039	1763.38	10734.38	0.00065	Vérifiée
4	13.68	18993.81	0.0029	1763.38	8971	0.00044	Vérifiée
5	16.88	18993.81	0.0021	2840.25	6669.19	0.00035	Vérifiée
6	20.08	21524.97	0.0011	3828.94	3828.94	0.00030	Vérifiée

Tableau IV.1.8-Tableau de P – Δ Sens y-y

IV.4-Conclusion :

L'étude dynamique c'est l'étude la plus importante dans la conception des structures car il s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme, cette étude nous amène à limiter les dégâts des éléments structuraux selon **RPA99/version2003**, la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous les types de structure, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes, notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre V :
Etude Des Éléments Structuraux

V.1-Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaire et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – Poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés armés (ferraillé) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour les ferraillages et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel **ROBOT**.

V.1.1-Poutres :

❖ Définition et rôle :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charge et surcharge pour les transmettre aux poteaux.

❖ Chargement de la poutre :

Les chargements ou encore les charges les charges agissant sur les poutres de plancher sont des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation, ou de neige) et des charges horizontales (séisme).

V.1.2-Ferraillage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, Les poutres secondaire qui assurent le chainage.

Après la détermination des sollicitations on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/v2003** des efforts données par le logiciel de calcul **ROBOT**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \text{ Selon } \mathbf{BAEL93}$$

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G + E \end{cases} \text{ Selon } \mathbf{RPA99/v2003}$$

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Combinaison	ELU		ELS		ELA		V _{max} (KN)
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	
P.P (30x40)	37.57	-70.32	27.23	-50.97	47.01	-104.10	90.60
P.S (30x35)	10.96	-20.20	8.43	-14.66	30.10	-39.93	16.18

	γ _b	γ _s	f _{c28} (Mpa)	f _{bc} (Mpa)	f _e (Mpa)	σ _s
Situation normale	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelles	1.15	1	25	18.48	400	400

V.1.2.1- Ferrailage de la poutre principale :

➤ **Armatures longitudinales :**

▪ **Ferrailage en travée (1.35G + 1.5Q)**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{37.57 \times 10^3}{30 \times 36^3 \times 14.2} = 0.068 < \mu_1 = 0.392$$

0.068 < 0.186 → pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = 0.088$$

$$Z = dx (1 - 0.4\alpha) = 36 \times (1 - 0.4 \times 0.088) = 34.73 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{37.57 \times 10^3}{34.73 \times 348} = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2 < A_s^t = 3.11 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 6\text{HA}12 = 6.71 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferrailage sur appui (G + Q ± E)**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{104.10 \times 10^3}{30 \times 36^3 \times 18.48} = 0.144 < \mu_1 = 0.392$$

0.144 < 0.186 → pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.144}) = 0.195$$

$$Z = dx (1 - 0.4\alpha) = 36 \times (1 - 0.4 \times 0.195) = 33.18 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{104.10 \times 10^3}{33.18 \times 400} = 9.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2 < A_s^t = 9.01 \text{ cm}^2 \dots \text{on prend } 4\text{HA}12 + 5\text{HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification :**

- Pourcentage minimale d'après RPA99/v2003

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale d'après le RPA99/v2003

$$4\% . b . h \text{ en zone courante } (A_{s,\max} = 48 \text{ cm}^2) \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$6\% . b . h \text{ en zone de recouvrement } (A_{s,\max} = 72 \text{ cm}^2) \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Armature transversale :**

D'après le BAEL91 :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \text{ cm} = \min \left(\left(\frac{40}{35} = 1.14; \frac{30}{10} = 3; 1.2 \right) \right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

D'après le RPA99/v2003

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0.3\% S_t . b$

- Pour la zone nodale $\rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 10 \text{ cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$

- Pour la zone courante $\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{Ça nous donne } \begin{cases} S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{zone nodale} : A_t \geq 0.3\%(10)(30) = 0.9 \text{ cm} \\ S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{zone courante} : A_t \geq 0.3\%(15)(30) = 1.35 \text{ cm} \end{cases}$$

On adoptera $4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement dans :

- Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$
- Zone courante $S_t = 15\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$b = 0.30\text{m} ; f_{c28} = 25\text{Mpa} ; V_u = 90.60 \text{ KN}$$

$$a = b - c - 2\text{cm} ; \text{et } (c = 3\text{cm})$$

$$\text{Donc } \rightarrow a = 25\text{cm}$$

A doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{3.75V_u}{b \cdot f_{c28}} \leq a \leq 0.9d \rightarrow 2.141 \leq 25 \leq 28.8\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Alors on a : } 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} = 0.500\text{MN} > V_u = 0.09060\text{MN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \rightarrow \frac{90.60}{30 \times 36} = 0.083\text{Mpa}$$

$$\tau_u \leq \min (0.15f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = \min (3.75 ; 4) = 3.75 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.083 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre	$\frac{b.y^2}{2} - 15A_s(d - y)$	y = 10.66 cm y = 13.92
Moment d'inertie	$I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	I = 81706.13cm ⁴ I = 101413.56cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	0.033N/mm ³ 0.055N/mm ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3.517 7.656
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	12.54Mpa 18.216Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \sigma_{b0} = 0.6f_{c28}$	3.517 < 15 Mpa CV 7.656 < 15 Mpa CV
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \sigma_{s0} = (f_e / \gamma_s)$	125Mpa < 348 CV 182Mpa < 348 CV

- Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{455} = 0.088 > 0.062$ **CV**
- $\frac{h}{L} > \frac{0.7M_0}{10M_0} \rightarrow 0.088 > 0.07$ **CV**
- $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0035 < 0.0084$ **CV**

V.1.2.2- Ferrailage de la poutre chinage :

➤ **Armatures longitudinales :**

▪ **Ferrailage en travée (1.35G + 1.5Q)**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{10.96 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_1 = 0.392$$

0.026 < 0.186 → pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.032$$

$$Z = dx (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 31.08 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_t}{Zx\sigma_s} = \frac{10.96 \times 10^3}{31.08 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times dx \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2 > A_s^t = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 6\text{HA}10 = 4.07 \text{ cm}^2$$

▪ **Ferrailage sur appui (G + Q ± E)**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{39.93 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 18.48} = 0.072 < \mu_1 = 0.392$$

0.072 < 0.186 → pivot A. La section est simple d'armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.072}) = 0.093$$

$$Z = dx (1 - 0.4\alpha) = 36 \times (1 - 0.4 \times 0.093) = 30.32 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_t}{Zx\sigma_s} = \frac{39.93 \times 10^3}{30.32 \times 400} = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2 < A_s^t = 3.29 \text{ cm}^2 \dots \text{on prend } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

Vérification :

- Pourcentage minimale d'après RPA99/v2003

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage maximale d'après le RPA99/v2003

4%.b.h en zone courante ($A_{s,max} = 42\text{cm}^2$)CV

6%.b.h en zone de recouvrement ($A_{s,max} = 63\text{cm}^2$) CV

➤ **Armature transversale :**

D'après le BAEL91 :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \text{ cm} = \min \left(\left(\frac{35}{35} = 1; \frac{30}{10} = 3; 1.2 \right) \right)$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

D'après le **RPA99/v2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0.3\% S_t. b$

- Pour la zone nodale $\rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = 8.75\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 8.5\text{cm}$

- Pour la zone courante $\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 17\text{cm}$

Ça nous donne $\begin{cases} S_t = 8.5\text{cm} \Rightarrow \text{zone nodale} : A_t \geq 0.3\%(8.5)(30) = 0.76\text{cm} \\ S_t = 17\text{cm} \Rightarrow \text{zone courante} : A_t \geq 0.3\%(17)(30) = 1.53\text{cm} \end{cases}$

On adoptera 4T8 = 2.01cm² avec un espacement dans :

- Zone nodale $S_t = 8.5\text{cm}$
- Zone courante $S_t = 17\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$b = 0.30\text{m} ; f_{c28} = 25\text{Mpa} ; V_u = 16.18 \text{ KN}$$

$$a = b - c - 2\text{cm} ; \text{et } (c = 3\text{cm})$$

$$\text{Donc } \rightarrow a = 25\text{cm}$$

A doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{3.75V_u}{b.f_{c28}} \leq a \leq 0.9d \rightarrow 0.0809 \leq 25 \leq 28.35\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

Alors on a : $0.267.a.b.f_{c28} = 0.500\text{MN} > V_u = 0.01618\text{MN} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \rightarrow \frac{16.18}{30 \times 36} = 0.0171\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \min(0.15f_{c28}; 4\text{Mpa}) = \min(3.75; 4) = 3.75 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.0171 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre	$\frac{b.y^2}{2} - 15A_s(d - y)$	$y = 9.37\text{cm}$ $y = 10.66$
Moment d'inertie	$I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	$I = 39491.31$ $I = 81706.13\text{cm}^4$
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	0.021N/mm^3 0.018N/mm^3
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	1.967 1.919
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	7.12 Mpa 5.76 Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \sigma_b = 0.6f_{c28}$	$1.967 < 15 \text{ Mpa CV}$ $1.919 < 15 \text{ Mpa CV}$
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \sigma_s = (f_c / \gamma_s)$	$71.2\text{Mpa} < 348 \mathbf{CV}$ $57.64\text{Mpa} < 348 \mathbf{CV}$

- Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > 0.062$ CV
- $\frac{h}{L} > \frac{0.7M_0}{10M_0} \rightarrow 0.097 > 0.07$ CV
- $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0016 < 0.0084$ CV

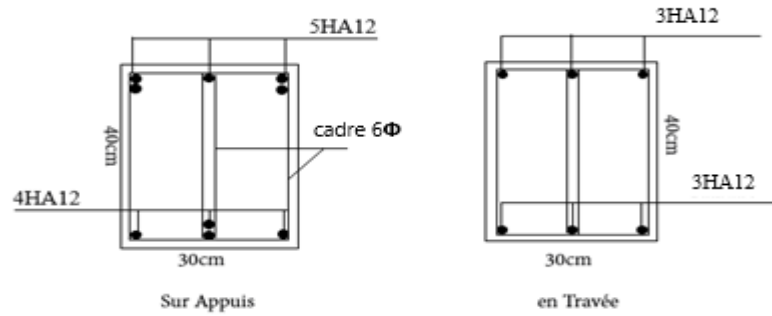


Figure V.1.1.1 : Ferrailage de poutre principale

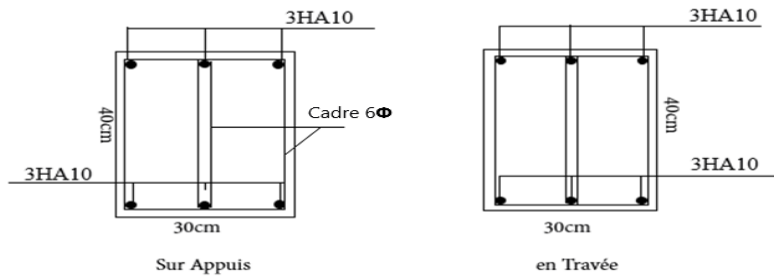


Figure V.1.1.2 : Ferrailage de poutre chinage

V.1.2- Etude des poteaux :

❖ **-Définition :**

C'est un éléments porteur vertical destiné de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour les transmettre aux fondations.

❖ **-Sollicitation internes :**

Bien que les poteaux supportent les charges verticales essentiellement des efforts de compressions (N) ils ont aussi sollicité par de moments de flexion (M) et des efforts tranchant (V) résultent de la charge horizontal (séisme).

❖ **-Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux des éléments structuraux assurent la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant dans les deux direction longitudinale et transversales, ils sont donc calculés en flexion biaxiale composée, les efforts normaux (N) et les moments fléchissant (M_x ; M_y) sont donnée par les combinaisons les plus défavorable introduits dans le logiciel **ROBOT 2014** comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 1.35G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ ELA = \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA93 (voir l'organigramme du ferrailage des section de béton en flexion composée) et aussi aux prescriptions du RPA99/V2003 données ci-après :

❖ **-Recommandation du règlement parasismique algérien RPA99/Version2003**

→ **Les Armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence, droites et sans crochets ;
- Leur pourcentage minimal sera
 - **0.8%** de section de béton (en zone IIa) ;
 - **0.9%** de la section de béton (en zone IIb et III)
- Leur pourcentage maximal sera de
 - **4%** de la section de béton (en zone courante) ;

- **6%** de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de
 - **40Φ** (en zone I et IIa) ;
 - **50Φ** (en zone IIb et III) ;
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser :
 - **25cm** (en zone I et IIa) ;
 - **20cm** (en zone IIb et III) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones.
- **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le **RPA99/V2003 (Art : 7.4.2.2)** à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Tel que :

- V_u : est l'effort tranchant de calcul ;
- h_t : Hauteur total de la section brute ;
- f_e : contrainte élastique de l'acier d'armature transversales ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'elancement géométrique)} \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

t : est l'espacement des armatures transversales ; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit

▪ **Dans la zone nodale :**

$t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone I et IIa ;

$t \leq 10\text{cm}$ en zone IIb et III ;

▪ **Dans la zone courante :**

$t' \leq 15\phi_l$ en zone I et IIa

$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_t}{2}, 10\phi\right)$ en zone IIb et III

Ou ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armature transversale minimale **At/t. b₁** en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \textit{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum.

❖ **Vérification de l'effort normal de compression**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. **Le RPA99/V2003 (art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivantes :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Tel que :

- N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles :

(Sismique) ;

- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;
- f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à l'âge 28 jours

Les sollicitation prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possible sont résumées comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{33.max} - N_{cor} \\ M_{33.min} - N_{cor} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} M_{22.max} - N_{cor} \\ M_{22.min} - N_{cor} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} N_{max} - M_{33.cor} \\ N_{max} - M_{33.cor} \end{array} \right.$$

V.1.2.1-Calcul le ferrailage poteau :

a). Armatures longitudinales

- sens de X

- Situation accidentelle : $\gamma_b=1.15$ et $\gamma_s=1$
- $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 16.26 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \end{array} \right.$
- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{88.62}{227.644} = 0.3892\text{m} \rightarrow e_1 = 38.92\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 320 = 224\text{cm}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right) = 0.54$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(224)^2}{10^4 \cdot (35)} (2 + 0.54 \times 2) = 1.29\text{cm} \rightarrow e_2 = 1.29\text{cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2\text{cm} ; \frac{320}{250} = 1.28\right) = 2\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e = 38.92 + 1.29 + 2 = 42.21\text{cm}$$

- **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\Psi = \frac{N}{N_{b,max}} = \frac{N}{b \cdot h \cdot \sigma_b} = \frac{227.644 \times 10}{35 \times 35 \times 16.26} = 0.114$$

On compare ce coefficient à 0.81 :

$\Psi = 0.114 < 0.81$, donc on détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\Psi = 0.118 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.114}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.114})} = 0.163$$

$$e_{nc} = \xi \cdot h = 0.163 \times 35 = 5.71 \text{ cm}$$

On compare en cet e :

$e = 38.95 \text{ cm} > e_{nc} = 5.71 \text{ cm}$: **La section est partiellement comprimée.**

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec moment fictif.

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_s = Section d'armature tendue en flexion composée.

A_s fictif : Section d'armature comprimée en flexion composée :

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 88.62 + 227.64 \left[0.32 - \frac{0.35}{2} \right] = 121.62 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 121.62 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = 0.208 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.208 < 0.186 \rightarrow 0.259 < \alpha < \alpha_1 = 0.668$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.208)} \right] = 0.302$$

$$A_{s, \text{Fictif}} = 0.302 \times 35 \times 32 \cdot \frac{16.26}{400} = 13.749 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 13.749 - \frac{234.934}{400} = 13.16 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{cm}^2$$

Sens Y

- Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$
- $\begin{cases} \sigma_b = 16.26 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$
- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{90.54}{234.934} = 0.3853 \text{m} \rightarrow e_1 = 38.53 \text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 320 = 224 \text{cm}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_s}\right) = 0.5$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(224)^2}{10^4 \cdot (35)} (2 + 0.5 \times 2) = 1.29 \text{cm} \rightarrow e_2 = 1.29 \text{cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{cm} ; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{cm} ; \frac{320}{250} = 1.28\right) = 2 \text{cm}$$

$$\text{Donc : } e = 38.53 + 1.29 + 2 = 41.82 \text{cm}$$

- **Calcul du coefficient de remplissage :**

$$\Psi = \frac{N}{N_{b, \max}} = \frac{N}{b \cdot h \cdot \sigma_b} = \frac{234.934 \times 10}{35 \times 35 \times 16.26} = 0.118$$

On compare ce coefficient à 0.81 :

$\Psi = 0.118 < 0.81$, donc on détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\Psi = 0.118 \leq \frac{2}{3} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.118}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.118})} = 0.163$$

$$e_{nc} = \xi \cdot h = 0.163 \times 35 = 5.71 \text{ cm}$$

On compare en cet e :

$e = 39.53 \text{ cm} > e_{nc} = 5.71 \text{ cm}$: **La section est partiellement comprimée.**

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec moment fictif.

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_s = Section d'armature tendue en flexion composée.

$A_{s, \text{fictif}}$: Section d'armature comprimée en flexion composée :

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 90.54 + 234.934 \left[0.32 - \frac{0.35}{2} \right] = 124.60 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 124.60 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = 0.213 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.213 < 0.186 \rightarrow 0.259 < \alpha < \alpha_1 = 0.668$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.213)} \right] = 0.302$$

$$A_{s, \text{Fictif}} = 0.302 \cdot 35 \cdot 32 \cdot \frac{16.26}{400} = 13.749 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s, \text{Fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 13.749 - \frac{234.934}{400} = 13.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage

N.B puisque le séisme change la direction, on a ferrillé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M ; N)

Nous avons les sections limites exigées par les **RPA99/V2003** :

$$A_{\min} = 0.8\% \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2 \text{ (Pour la zone IIa)}$$

$$A_{\max} = \text{(Zone courante)} = 4\% \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \text{(Zone recouvrement)} = 6\% \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = (8T16) = 16.08 \text{ cm}^2$

- **Vérification :**

$$A_{\min} = 9.8 \text{ cm}^2 < A = 16.08 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_{\max} = 49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Zone courante} \\ A_{\max} = 73.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Zone de recouvrement} \end{cases}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$40\phi = 40 \times 16 = 800 \text{ mm}$$

c) Armatures transversales

On choisit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3.14 \times 0.08^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Escarpeement des armatures transversales : selon RPA99**

- Dans zone nodale $\Rightarrow t \leq \min (10\phi_t, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_t$ en zone courante en zone IIa.

On prend **t = 15cm**

- **Vérification des armatures transversales RPA99/V2003**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V}{h_t \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times (3.20)}{0.35} = 6.4 \Rightarrow \rho_b = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V \cdot t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 176.76 \times 10}{35 \times 235} = \text{cm}^2$$

$$A_t = 0.537\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2$$

d) Vérification de la quantité d'armature transversales minimale

$$\frac{A_t}{t \times b} \% = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda_g = 6.4 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = \frac{2.01}{10 \times 35} \times 100 = 0.45\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{CV}$

- Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{176.76 \times 10}{35.32} = 1.57 \text{ Mpa}$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

$$\tau_u < (0.15f_{c28}/\gamma_b, 4\text{Mpa}) \dots\dots \text{Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2.87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

Avec :

$$\rho_b = 0.075 \text{ si } \lambda_b > 5$$

$$\rho_b = 0.040 \text{ si } \lambda_b < 5$$

$$\text{On a } \lambda = 6.4 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.65 \text{ Mpa}$$

Constatation : $\tau_u = 1.57 \text{ Mpa} < \min (2.87\text{Mpa} ; 1.65\text{Mpa}) \dots\dots\dots \text{CV}$

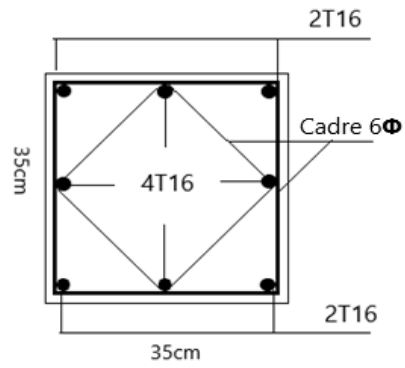


Figure V.1.2.1 : Ferrailage du poteau

V.1.3-Les voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le **règlement BAEL91** et les vérifications selon le règlement parasismique algérien **RPA99/V2003**, sous l'action horizontales (séisme et vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant, les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles consiste à la détermination de trois dispositions du ferrailage qui sont :

- Aciers verticaux.
- Aciers horizontaux.

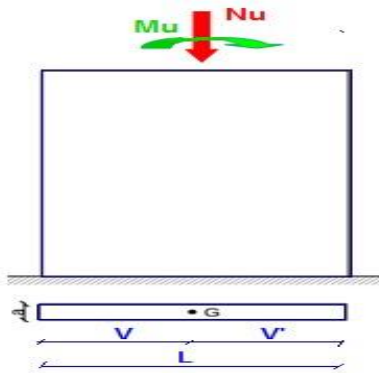


Figure V.1.3.1 : Section partiellement comprimée

❖ Etude de la section soumise à la flexion composée :

On déterminer les contraintes par la formule de NAVIER – BERNOULLI :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

- N : effort normal appliqué
- M : Moment fléchissant appliquer.
- A : section transversale du voile

- v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : moment d'inertie.

Remarque :

Si σ_1 et σ_2 sont du signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_1 et σ_2 sont du signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC)

Si σ_1 et σ_2 sont du signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC)

- **Section partiellement comprimée (tendue) :**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue μ en utilisant les triangles semblables :

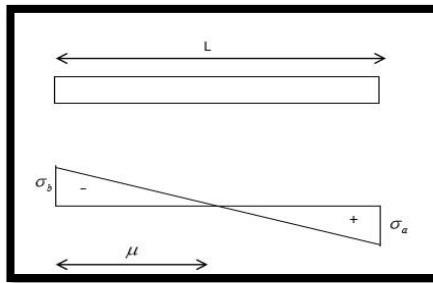


Figure V.1.3.2 : Section partiellement comprimée

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{\sigma_b}{\left[\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right) + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \left[\frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \right]$$

▪ **Section entièrement tendue :**

Dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue μ est égale à (L) l'effort de traction est égal à $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = \left[\frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \right]$

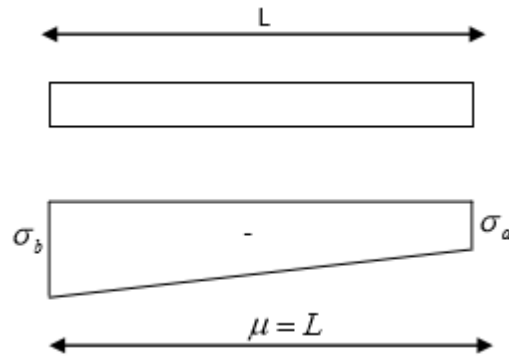


Figure V.1.3.3 : Section entièrement tendue.

▪ **Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, a la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'**RPA** (le ferrailage minimum).

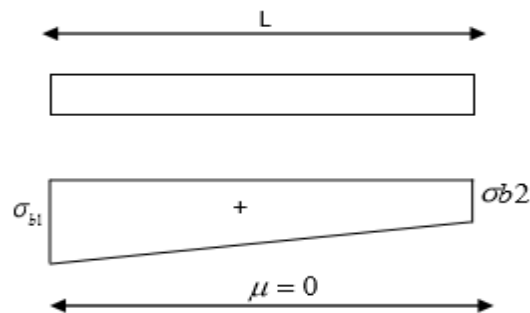


Figure V.1.3.4 : Section entièrement comprimée

➔ **Combinaison :**

Les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

❖ **Prédimensionnement des voiles :**

Les différentes épaisseurs des voiles dans le tableau suivant :

Voiles	Hauteur		Epaisseur
RDC +1 ^{ère} ⇒ 6 ^{ème} Etages	RDC = 4.08m	Etage courantes = 3.20m	20cm

Tableau.V.1.3.1 : Prédimensionnement des voiles

➤ **Les Armatures Verticales :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'ils puissent reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tentant compte des prescriptions composées par **RPA99/V2003**

Et décrites ci-dessous.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
 $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$
 L_t : Longueur de zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieurs.
- Toutes les autres barres n'ont pas des crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres soit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile (comme indique la figure suivant). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

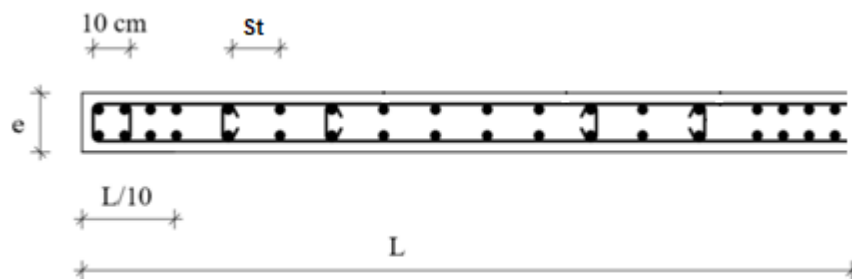


Figure V.1.3.5 - disposition des armatures verticales dans les voiles

➤ **Armatures horizontales :**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø**.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, ces barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes (**art 7.7.4.3 RPA99/V2003**).

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30$$

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile \Rightarrow **0.15%**
 - En zone courante \Rightarrow **0.10%**
- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Les diamètres des verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$: pour les barres situées les zones ou le recouvrement du signe des efforts possible.
- $20\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.1.3.1- Calcul le ferrailage des voiles :

➤ Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion simple composée sous les sollicitation les plus défavorable (M, N) pour une section (e x l). La section trouvé (A) sera répartie sur la zone tendu de la section en respectant les recommandations du **RPA99/v2003**.

1^{er} Cas

V.1.3.1.1-Caractéristique géométrique du voile :

- $A = e \times L \Rightarrow 20 \times 520 = 10400 \text{cm}^2$
- $V = V' = \frac{L}{2} \Rightarrow \frac{520}{2} = 260 \text{cm}$
- $I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{20 \times 520^3}{12} = 2.3 \times 10^8 \text{cm}^4$

V.1.3.1.2- Ferrailage sous combinaison (0.8G + E)

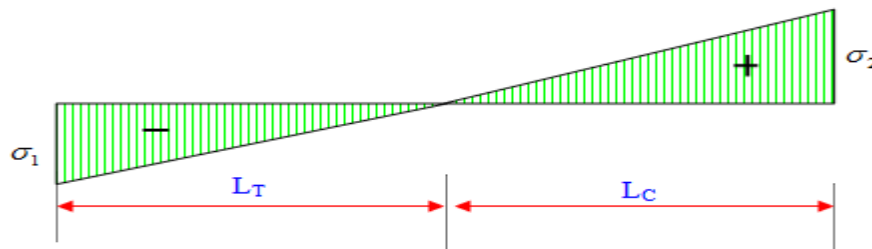
a) Calcul des contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \frac{240.820}{10400} - \frac{2225.2 \times 10^2 \times 260}{2.3 \times 10^8} = - 0.228 \text{KN/cm}^2 = - 2.28 \text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \frac{240.820}{10400} + \frac{2225.2 \times 10^2 \times 260}{2.3 \times 10^8} = 0.274 \text{KN/cm}^2 = 2.74 \text{Mpa}$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$ **Donc la section est partiellement comprimée**

On calcul la longueur de la zone de traction



Calcul de l'effort limite ultime $N_{u,lim}$ ainsi la contrainte $\sigma_{u,lim}$ Correspondant :

▪ **Longueur de flambement :**

$$L_f = 0.8l_0 = 2.56m$$

▪ **Elancement :**

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 44.34$$

▪ **Coefficient α :**

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)} = 0.678$$

▪ **Acier minimal :**

$$A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot L = 0.0019m^2$$

▪ **Section réduite**

$$B_r = L \cdot (a - 0.02) = 0.87m^2$$

▪ **Effort et contrainte limite ultime**

a) Cas d'un mur armé :

$$N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9x\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 19.45MN \rightarrow \sigma_{u,lim} = \sigma_{BA} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w} = 20Mpa$$

b) Cas d'un mur non armé

$$N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9x\gamma_b} \right] = 14.3MN \rightarrow \sigma_{u,lim} = \sigma_{BA} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w} = 14.73Mpa$$

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2.28}{2.28 + 2.74} \times 520 = 236.17cm$$

▪ **La longueur de la zone comprimée :**

$$L_C = L - L_T = 520 - 236.17 = 283.82cm$$

▪ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\frac{\sigma_1}{L_T} = \frac{\sigma_3}{(L_T - b)} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{2.28 \times (236.17 - 35)}{236.17} = 2.18Mpa$$

b) Détermination des armatures verticales :

▪ **Partie poteau :**

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{2.28 + 2.18}{2} \right) \times 35 \times 35 \times 10^{-1} = 273.17 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{273.17}{400} \times 10 = 6.83 \text{cm}^2$$

▪ **Partie rectangulaire:**

La force résultante est donnée par :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (L_T - b) \times e}{2} = \frac{2.18(236.17 - 35) \times 20}{2} \times 10^{-1} = 438.55 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{438.55}{400} \times 10 = 10.96 \text{cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 191.09 \times 10}{400} \times \frac{236.17}{520} = 3.34 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{ poteau}} = A_{v1} + A_{vj} = 6.83 + 3.34 = 10.17 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{ voile}} = A_{v2} + A_{vj} = 10.96 + 3.34 = 14.30 \text{cm}^2$$

c) Vérification vis-à-vis à RPA99/v2003 :

$$A_{\min} = 0.2\% \cdot b \cdot h = 0.002 \cdot ((L_T - b) \cdot a + b \cdot h) = 0.002 \times [(236.17 - 35) \times 20 + 35 \times 35] = 10.49 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{ poteau}} = 10.17 \text{cm}^2 < A_{\min} = 10.49 \text{cm}^2 \text{ On prend } A_{\min} = 10.49 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{ voile}} = 14.30 \text{cm}^2 > A_{\min} = 9.87 \text{cm}^2$$

On prend :

$$A_{\text{ poteau}} = \mathbf{8HA16} \dots\dots\dots A_{\text{ adopte}} = \mathbf{16.08 \text{cm}^2}$$

$$A_{\text{ voile}} = \mathbf{10HA14} \dots\dots\dots A_{\text{ adopte}} = \mathbf{13.85 \text{cm}^2}$$

d) Espacement exigé par RPA99 :

D'après RPA99/V2003 article (7.7.4.3) :

$$S \leq \min (1.5a; 30\text{cm}) \Rightarrow S \leq \min (1.5a = 30\text{cm} ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend : **S_t = 15cm.**

c- Détermination des armatures horizontal :

▪ **Vérification des armatures transversales RPA99/V2003**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho.V}{h_t.f_e}$$

On choisit $\phi_t = 10\text{mm} \rightarrow A_t = 2 \times \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1.57\text{cm}^2$

$$t \leq \frac{f_e \cdot h_t \cdot A_t}{\rho \cdot V} = 13\text{cm}$$

On prend : **S_t = 10cm.**

▪ **Armatures courantes :**

$$A_t \geq 0.2\% \times (1 - 2L_T) a = 0.002 \times (520 - 2 \times 236.17) \times 20 = \text{cm}^2$$

On prend: **A_c = 2(2T12)**

▪ **Escapement:**

$$S_t \leq \min (1.5x_a = 30\text{cm}; 30\text{cm}) = 30\text{cm}^2$$

On prend **S_t = 25cm.**

V.1.3.7- Vérification au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1.4V}{b.d}$$

- V : effort tranchant à la base du refond.
- b : La longueur de la section (épaisseur du voile).
- d = 0.9h = 3.23x0.9 = 290.7cm
- h : hauteur de la section

Fissuration préjudiciable : $\tau_u = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b , 4\text{Mpa}) = 3.75 \text{ Mpa}$

V = 56.3 KN

$$\tau = \frac{1.4 \times 191.09 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.90} = 0.46 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \tau_u \rightarrow \text{CV}$$

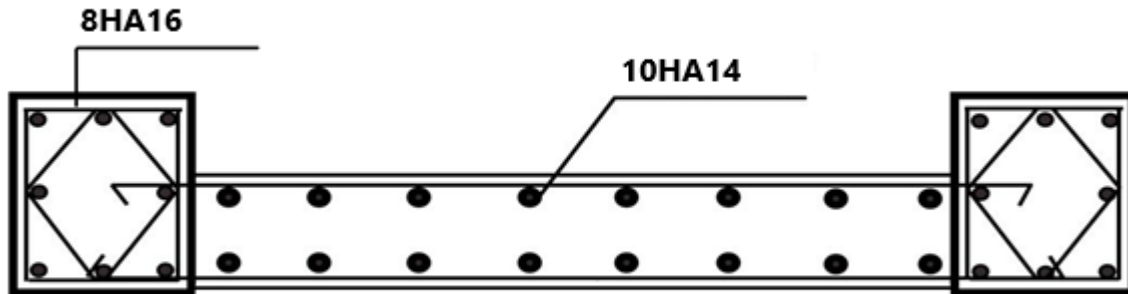


Figure V.1.3.6 : Ferrailage du voile et poteau

Chapitre VI :
Etude Des Fondations

VI.1-Introduction :

C'est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variable supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

Les fonctions des fondations superficielles sont essentiellement de deux ordres :

- Transmettre ces charges et surcharge au sol dans de bonnes conditions, de façons à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

❖ -Déférentes types de fondations :

a- Fondation superficielle :

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur :

- Semelles isolées sous poteaux ;
- Semelles filantes sous murs, radiers.

b- -Fondation profondes :

Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur pour trouver le terrain résistant, soit flotter dans un terrain peu résistant. Dans ce cas on compte sur les forces de frottement pour s'opposer aux charges de l'ouvrage : puis pieux

❖ La limites entre superficielles et profondes :

Lorsque l'assise de la fondation est proche de la surface, le terme constitué par le poids des terres forme la vague et suffisamment faible pour négligé, On est en fondations superficielles.

Lorsque l'assise de la fondation augmente, ce terme devient significatif et l'on passe en fondations profondes.

Il fallait donc fixer une limite, Cette limite dépend les deux conditions représentées dans la figure

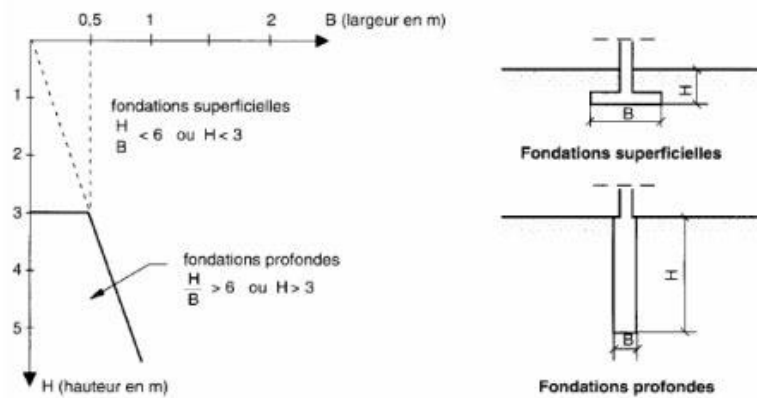


Figure VI.1.1 : Limite des fondations superficielles et profondes

VI.1.1-Dimensionnement de la semelle

VI.1.1.1-Vérification de type de la semelle :

Le poids total du bâtiment = 24708.05 KN.

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \rightarrow 200 \text{ KN/m}^2$$

La surface totale du bâtiment = 423.54m²

La Vérification le pourcentage d'occupation de surface selon le **DTR BC 2.331** pour choisir le type de fondation :

$$S = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} = \frac{24708.05}{200} = 123.54$$

$$\frac{S_{\text{fondation}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{123.54}{423.54} = 0.2916 \rightarrow 29.16\% < 50\%$$

Alors la surface totale de la semelle ne dépasser pas 50% de la surface de sol d'essai, on déterminer le choix de fondation à adopter pour notre structure, ont procédé tout d'abord à la vérification des semelles isolée puis la semelle filante, si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera à radier générale.

VI.1.2-Semelle isolée :

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire (a,b), donc $S = a \times b = 35 \times 35 \text{cm}^2$

$N = 863.60 \text{ KN}$; $\sigma_s = 0.20 \text{ Mpa}$

$$\frac{N_{ser}}{S} = \sigma_s \rightarrow A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}; \text{ on a } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow B = \sqrt{\frac{bxN_{ser}}{ax\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.35 \times 863.60}{0.35 \times 200}} = 2.10 \text{m}$$

$$A = \sqrt{\frac{axN_{ser}}{b \times \sigma_{sol}}} = 2.10 \text{m}$$

$$d \geq \sup \left[\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right] = \left[\frac{2.10-0.35}{4} = 0.45; \frac{2.10-0.35}{4} = 0.45 \right]$$

Donc $d = 0.45 \text{m}$

$h = d + 0.05 = 0.50 \text{m}$

- **Vérification :**

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle}}{S_{semelle}} = \frac{0.086 + [(2.10 \times 2.10 \times 0.45) \times 0.025]}{2.10 \times 2.10} = 0.03 < \sigma_{sol} = 0.20 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.2.1-Ferrailage semelle isolée :

	$A_s//A$	$A_s//B$
ACC	$A_s = \frac{N_A(A-a)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{0.14(2.10-0.35)}{8 \times 0.45 \times 201.63} = 3.37 \text{cm}^2$	$A_s = \frac{N_A(B-b)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{0.14(2.10-0.35)}{8 \times 0.45 \times 201.63} = 3.37 \text{cm}^2$
ELU	$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{0.24(2.10-0.35)}{8 \times 0.45 \times 201.63} = 5.78 \text{cm}^2$	$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{0.24(2.10-0.35)}{8 \times 0.45 \times 201.63} = 5.78 \text{cm}^2$

Donc $A_s//A = 5.78 \text{cm}^2 \rightarrow 10\text{HA}10 = 7.85 \text{cm}^2$

$$\text{Esp} = \frac{A - (2d)}{\text{Nombre d'espacement}} = \frac{2.10 - 10}{9} = 22.2 \rightarrow \text{Esp} = 20 \text{cm}$$

$A_s//B = 5.78 \text{cm}^2 \rightarrow 10\text{HA}10 = 7.85 \text{cm}^2$

$$\text{Esp} = \frac{B - (2d)}{\text{Nombre d'espacement}} = \frac{2.10 - 10}{9} = 22.2 \rightarrow \text{Esp} = 20 \text{cm}$$

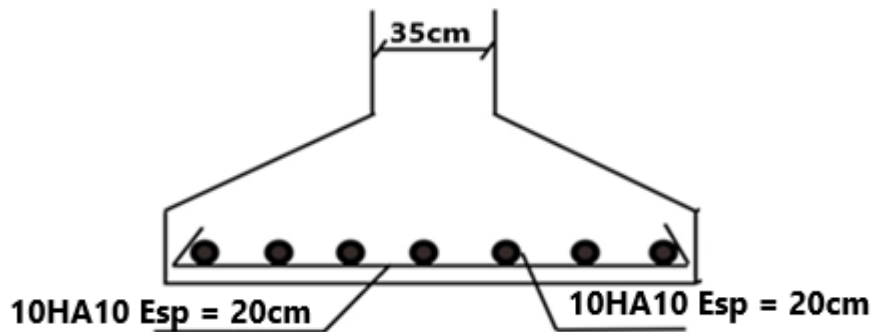


Figure VI.1.2.1 : Ferrailage de semelle isolé

VI.1.4-La semelle filante sous voiles

VI.1.4.1-Prédimensionnement de la semelle filante sous voile I

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{G+Q}{\sigma_{sol}} = \frac{0.28}{0.20} = 1.2\text{m}$$

$$S = Ax1 \rightarrow A = \frac{1.20}{1} = 1.30\text{m}$$

Donc on prend $A = 1.30\text{m}$

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{1.30-0.20}{4} = 0.30$$

Donc on prend $d = 0.30\text{m}$

$$h = d + 0.05 \rightarrow h = 0.35\text{m}$$

- Vérification

$$\sigma = \frac{N_s + P_{semelle}}{S} = \frac{0.24 + [(1.30 \times 1 \times 0.35) \times 0.025]}{1.30 \times 1} = 0.19 < \sigma_{sol} = 0.20 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.4.2-Ferrailage :

	$A_s // A$	$A_s \perp A$
ELS	$A_s = \frac{N_s(A-a)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{0.024(1.30-0.20)}{8 \times 0.30 \times 164.97} = 6.66\text{cm}^2$	$A_s \perp A \geq \frac{A_s}{4} = 1.66\text{cm}^2$

a) Choix des aciers :

Les armatures longitudinales $\frac{A_s}{4}$ avec un minimum de $\begin{cases} \text{si } A < 1m : A_{s.min} = 2cm^2 \\ \text{si } A \geq 1m : A_{s.min} = 2cm^2 \times A \end{cases}$

Dans notre cas $A_s \perp A = 2 \times 1.30 = 2.6cm^2 > 1.66cm^2$

Donc on opte $A_s \perp A = 2.6cm^2 \rightarrow 5HA8 = 2.51cm^2$

$A_s // A = 6.66cm^2 = 7HA12 = 9.05cm^2$

b) Espacement :

$$e = \frac{95cm}{6} = 15.8$$

Donc on prend $e = 15cm$

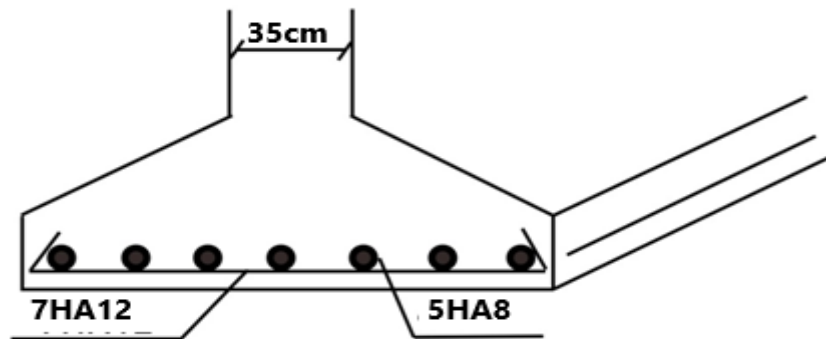


Figure.VI.1.4.1 : Ferrailage de la semelle filante

VI.1.5-Etude de longrine :

❖ **-Définition :**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux aux niveaux de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment prévenant de la base du poteau et effort de traction.

❖ **-Rôle :**

C'est roulier les point d'appuis d'un même bloc pour résiste ou déplacement horizontale de ces points d'appuis.

VI.1.5.1 Dimensionnement de la longrine :

Selon RPA99/version2003 (art.10.1.1) les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

- (25x30) cm² sites de catégorie S2, S3.
- (30x30) cm² Sites de catégorie S4.

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30x25) cm²

On $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

Avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarités (N = 2349.34 KN)

α : coefficient en fonction de la zone sismique et du site (Zone IIa : S2 → $\alpha = 15$)

$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2349.34}{15} = 156.62 \text{ KN} > 20\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

VI.1.5.2-Ferraillage :

a) **Calcule le ferraillage longitudinal :**

$$N = \frac{156.62 \times 10^3}{348} = 4.50 \text{cm}^2$$

D'après le RPA99/version2003, la section minimale est de :

$$A_{s,\min} = 0.6\%B = 0.6\% \times 25 \times 30 = 4.50 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{st} = 4.50 \text{cm}^2 ; A_{s,\min} = 4.50 \text{cm}^2) = 4.50 \text{cm}^2$$

On choisit : **6HA12 de sections 6.79cm²**

-Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st} \geq b.h.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.3 \times 0.25 \times 0.00525 = 3.93 \text{cm}^2 < 6.79 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) **-Calcul le Ferraillage transversales**

$$A_{s,\text{transversales}} = \frac{A_{s,\text{longrine}}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{cm}^2 = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{cm}^2}$$

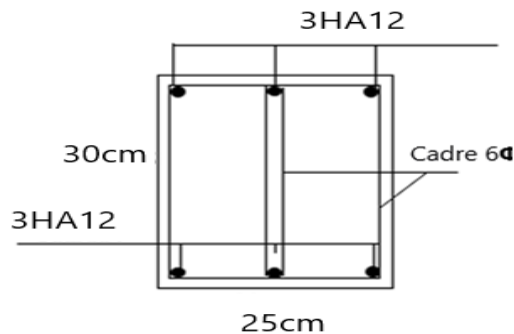


Figure VI.1.5.1 : Ferraillage de longrine

Conclusion générale

De multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation des structures comportant des voiles en BA en zone sismique.

Plus le nombre des voiles est important, plus l'effort à transmettre est réduit et les dispositions constructives sont moins contraignants, et la bonne distribution de ceux-ci en plan sert à éviter ou limiter les torsions d'axe vertical.

Nous tenons aussi à confirmer le rôle du plancher dans la transmission des efforts vers les voiles

Les caractéristiques propres déduites par l'analyse modal sont bien celles de la structure modélisée, et ne peuvent être celles de la structure réelle que si la première reflétée avec une bonne précision les paramètres essentiels du système dynamique de la dernière savoir :

La masse, la rigidité et l'amortissement, et nous rappelons ici qu'un modèle compliqué est un modèle mal conçu

Le génie civil n'est pas une science exacte et les résultats et les résultats finaux dépendent des décisions des calculateurs, parmi ces derniers il y a ceux qui sont pessimistes et songent à vérifier la sécurité en premier lieu quel que soit le cout final du projet par contre il y a ceux qui songent en termes d'économie et de sécurité en parallèle, dont nous étions peut-être en choisirent en coefficient de comportement global de la structure ($R = 3.5$).

Dans le cadre de notre PFE, nous avons présenté la structure en un seul bloc, et cela était juste pour mieux comprendre le comportement des structures de telle forme vis-à-vis de l'action sismique, mais en réalité, les structures de configuration compacte sont à privilégier, d'où le nécessaire de concevoir des joints parasismique.

L'outil informatique à tellement aidé l'ingénieur et facilité sa tâche, mais il ne pourra jamais le remplacer ; l'ingénieur restera toujours celui qui prend les décisions et responsable de l'application qu'il lui appartient de faire des avancés techniques que le développement informatique et parasismique met à sa disposition, mais l'ingénieur tout seul ne pourra rien faire, car la solutions finale ne peut être que le résultat d'un travail en équipe composée de tous les intervenants dans le domaine du construction et tout en respectant les exigences de la réglementation en vigueur. Et n'oublions pas que la réglementation est une conventions à un moment donné de l'évolution du savoir technique et de la société, donc c'est un consensus en évolution constante.

LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIE :

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé

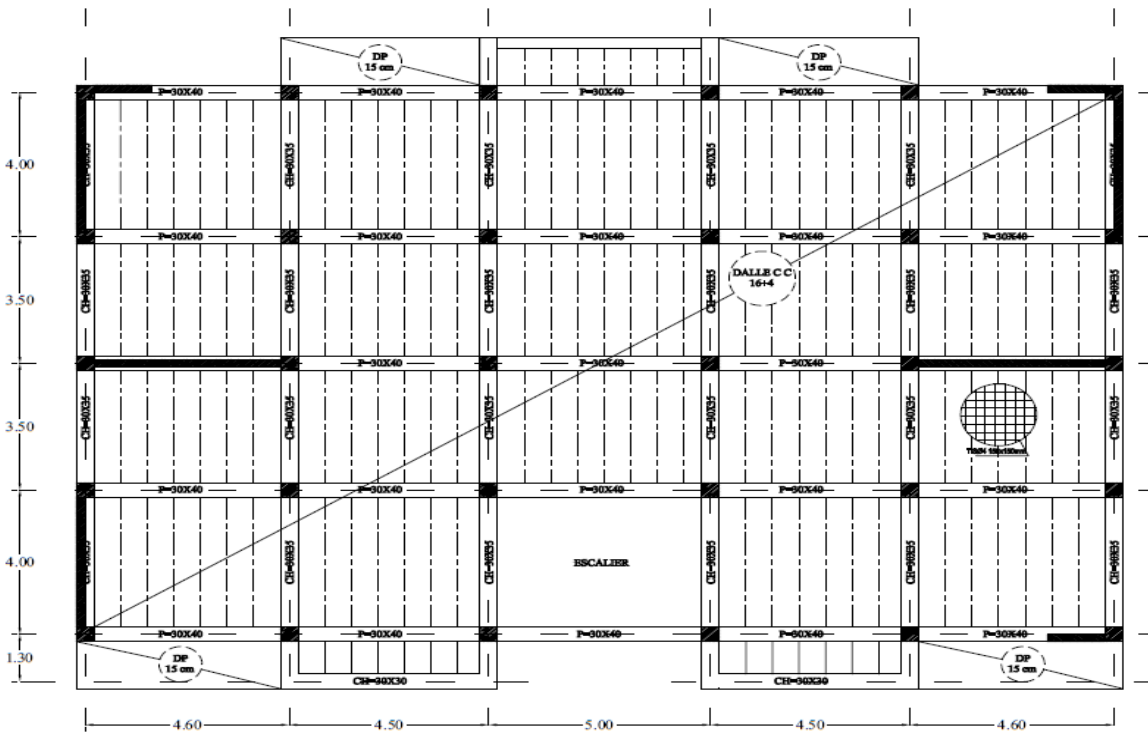
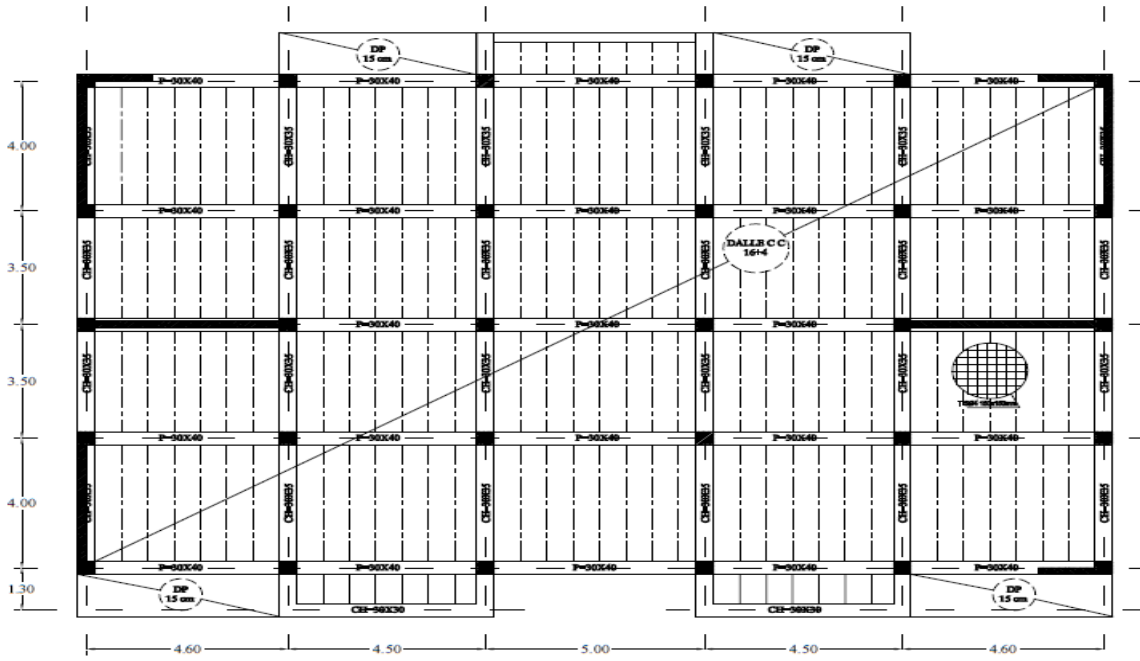
❖ Livres

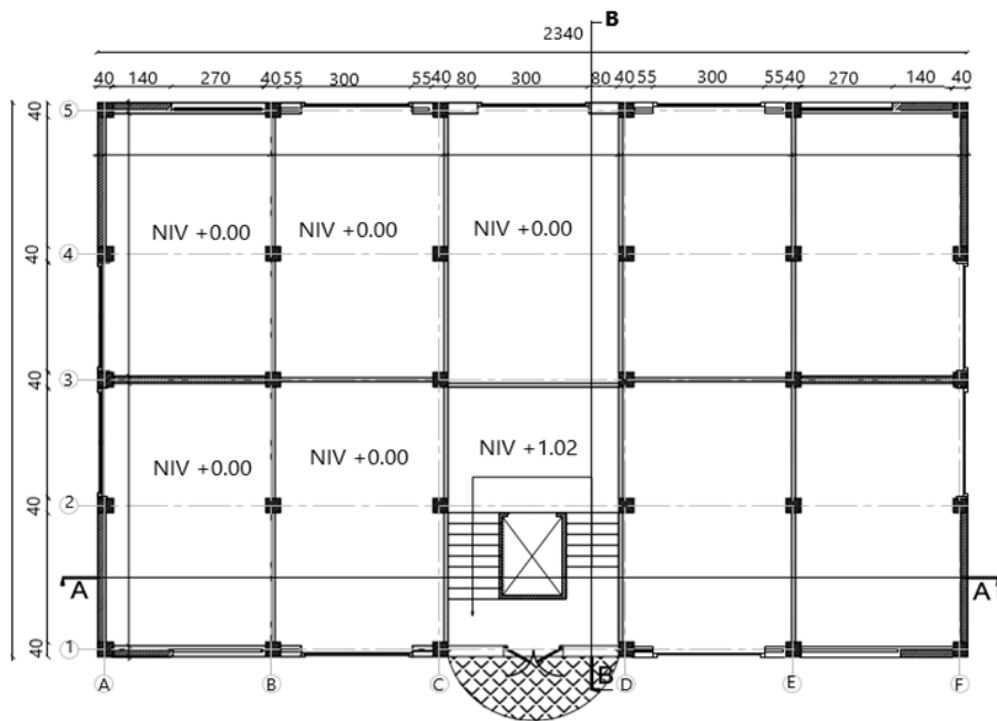
- RPA99/V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (Charges et surcharges).
- DTR B.C.2.4 : Règles de conceptions et calcul des structures en béton armé
- BAEL91 modifié 99 Jean pierre MOUGIN.
- Sadi Nabila (2013) (Etude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation et commercial avec logiciel Etabs.
- Ferroudji Walid (2016) Etude d'un bâtiments R+5 usages d'habitation
- Azzi Kamel et Kaddouche boussad Etude d'un bâtiment R+7 +S-S à usage d'habitation Avec un système de contreventement mixte en béton armé à l'aide de l'application ETABS
- Djoudi -L et Mazouzi B (2019) Etude d'un bâtiment R+5 en béton armé avec un système de contreventement mixte
- Projet structures en béton armé.
- Résistance des matériaux (RDM).

❖ Logiciel :

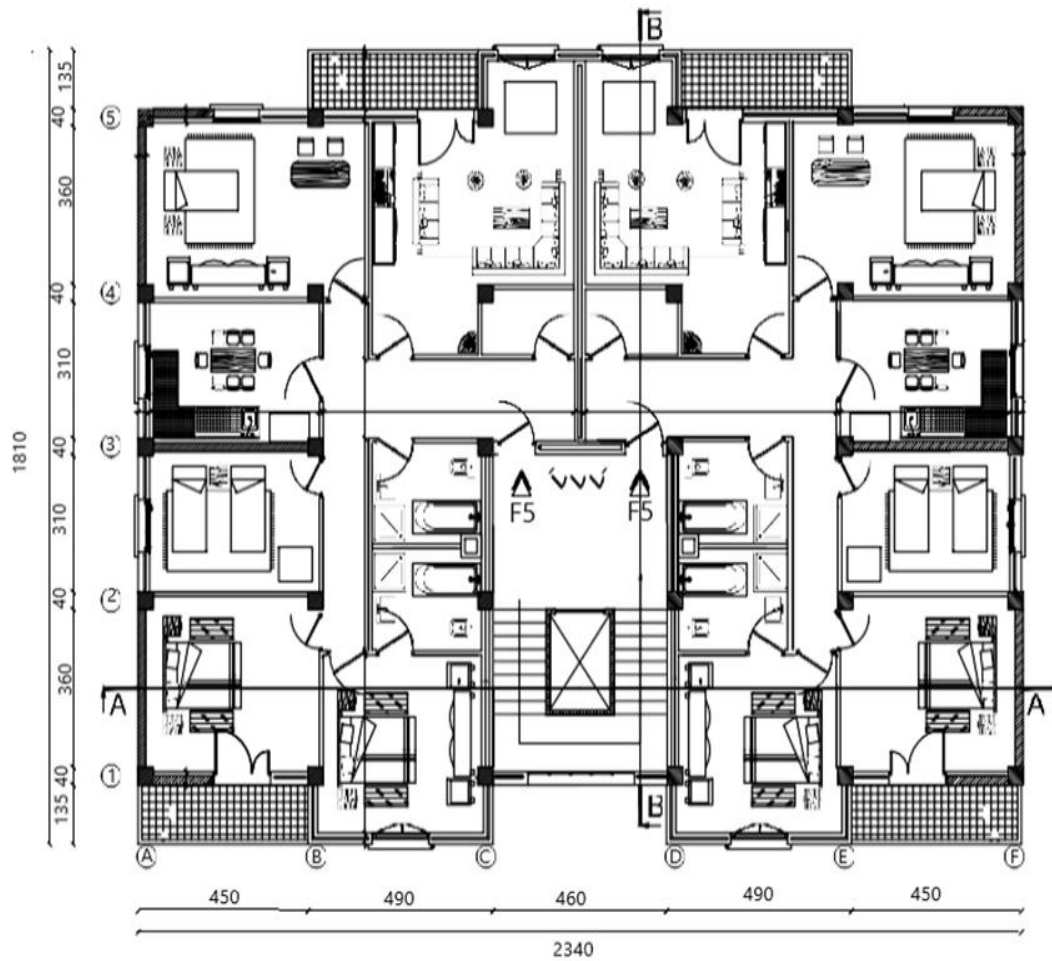
- ROBOT 2014 Analyse de structure.
- Autocad 2014 Dessin.
- EXCEL 2014 Calcul.
- WORD 2018 Traitement du texte.

Annexes

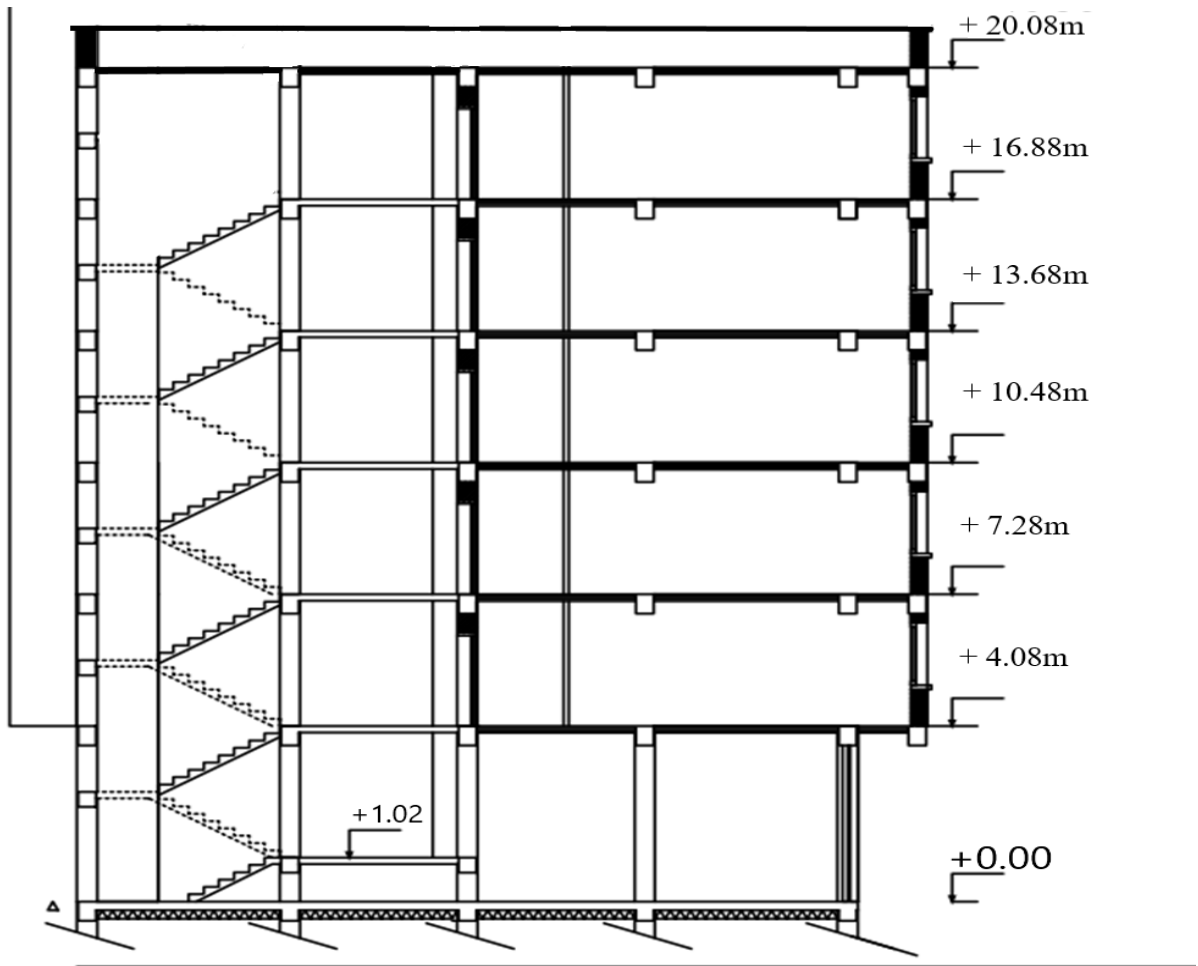




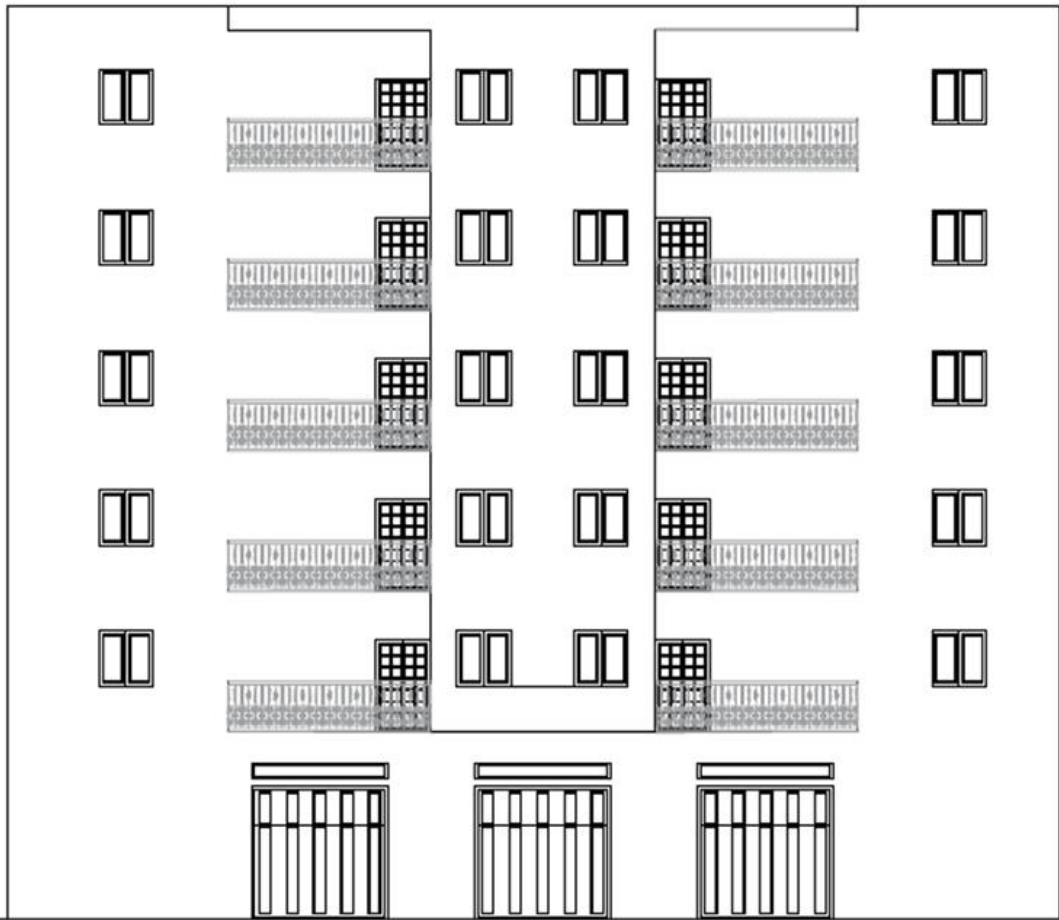
VUE EN PLAN de RDC



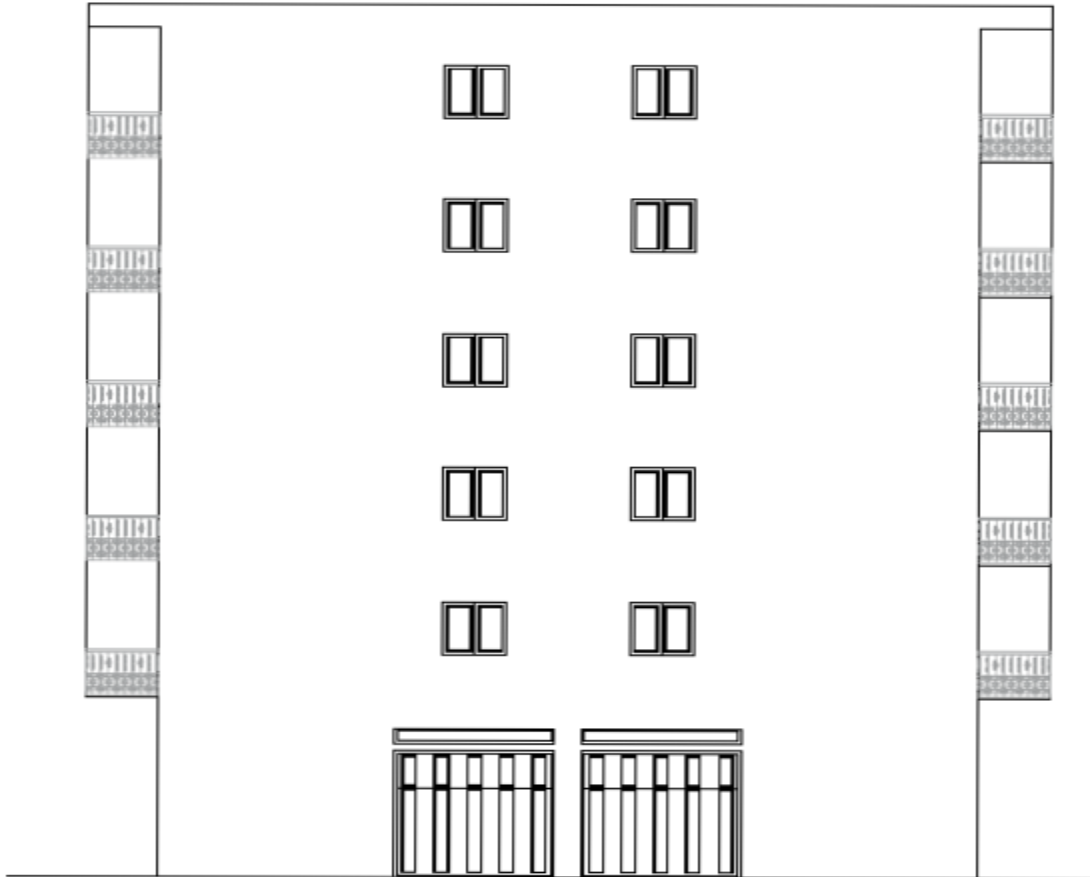
VUE EN PLAN D'ETAGE 1, 2, 3, 4, 5



Coupe -AA-
Echelle 1/50

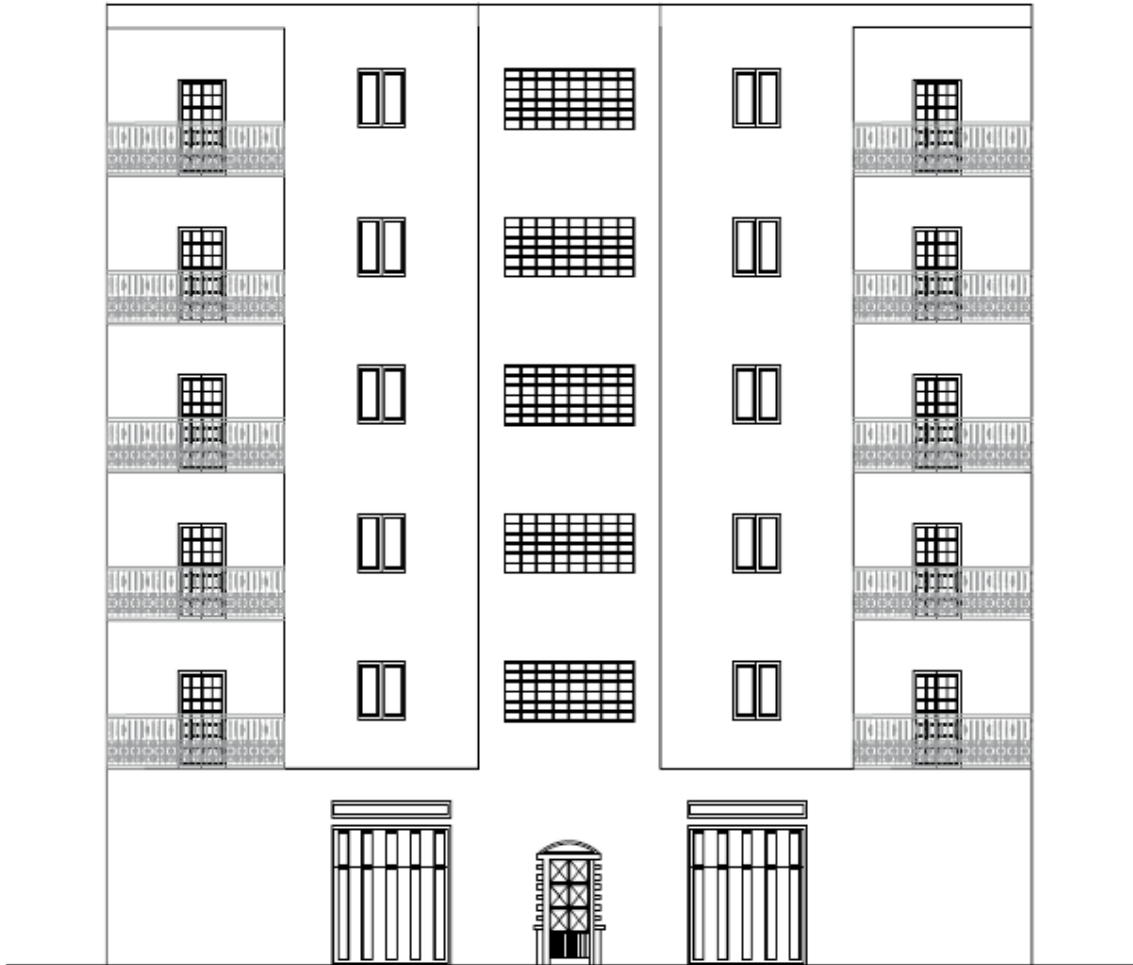


Façade Arrière
Echelle 1/50



Façade Latérale

Echelle 1/50



Façade Principale
Echelle 1/50