

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



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

BOUKAZOULA YUCEF
BOURABAI ABD ELREZAK

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UN BATIMENT DE R+6 EN BÉTON
ARMÉ À USAGE d'habitation SITUÉ À
RELIZANE**

Soutenu publiquement le devant le jury composé de :

Promotion 2022/2023

SOMMAIRE

RESUME EN ARABE	a
RESUME :	a
ABSTRACT:	a
LISTE DE TABLEAUX	1
NOTATIONS ET SYMBOLES	2
Introduction générale :	1
Introduction :	2
I.1. Présentation de l'ouvrage :	2
I.1.1. Caractéristique géométrique de bâtiment :	2
I.1.2-Ossature et système constructif adopté :	3
I.2-Caractéristiques mécaniques des matériaux :	5
I.2.1-Le Béton :.....	5
I.2.2-Les Aciers :	9
I.3-Hypothèse de calcul :	11
I.3.1-E.L.U.R :.....	11
I.3.2-E.L.S :.....	12
Introduction :	14
II.1-Pré-dimensionnement des planchers :	14
II.1.1- Détermination de l'épaisseur des planchers :.....	14
II.1.2-Evaluation des charges et des surcharges :.....	14
Remarque :.....	16
II.2-Pré dimensionnement des poutres :	16
II.2.1-Poutres principales :	16
II.2.2-Poutres secondaires :	17
II.3-Pré dimensionnement des poteaux :	17
II.3.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :.....	17
II.3.2-La surface afférente du poteau :	18
II.3.3 -Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :.....	18
II.3.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :	18
II.3.5-Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale)	20
II.4- Pré dimensionnement des voiles :	20
II.4.1-Pré-dimensionnement :.....	20
II.4.2-Tableau récapitulatif :.....	21
III.1- Calcul du plancher à corps creux :	22
III.1.1- Pré dimensionnement des poutrelles :	22
III.2.1- Calcul des poutrelles des planchers RDC et étage courant:.....	26
III.2.1.4-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :.....	32
III.2.1- Calcul des poutrelles de planche terrasse :	39
Introduction :	48
IV.1.2-Dimensions :	48
IV.1.3-Calcul des sollicitations :	48
IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée.....	49
IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.)	49
IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :	51
IV.1.7-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :.....	52
IV.2-Escaliers :	53
IV.2.1-Introduction :.....	53
IV.2.2-Dimensionnement Des Escaliers :	53

IV.2.3-Dimensionnement des marches et contre marches :	53
IV.2.4-Descente de charges	54
IV.2.5- Ferrailage de l'escalier :	56
IV.2.6-Vérifications ;	58
IV.2.7-Etude de la poutre palière :	60
IV.2.8- Vérification de la poutre palière	63
IV.3-Balcon :	65
IV.3.1-Introduction :	65
IV.3.2-Calcul de balcon :	65
V.1-Généralités sur les séismes :	70
V.2-Introduction :	70
V.3-Calcul sismique :	70
V.3.1-Analyse statique équivalente :	70
V.3.2-Analyse Modale Spectrale :	70
V.3.3-Méthode du calcul :	71
V.3.4-Conditions à vérifier :	72
V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :	73
V.4.1-Principe de la méthode :	73
V.4.2-Spectre de réponse de calcul :	73
V.4.3-disposition des voiles de contreventement :	74
V.4.4-Calcul de la force sismique totale :	75
V.4.5-Lepoids total de la structure :	77
V.5-Vérification des forces sismiques :	77
V.5.1 -Le calcul de la force sismique totale :	77
V.5.2- Nombre des modes a considérée :	78
V.5.3-Vérification de la période fondamentale :	80
V.5.4-Vérification des facteurs de participation massique :	80
V.5.5- Vérification des déplacements :	80
V.6.Centre de gravité des masses :	81
V.6.2-Vérification de l'effet P-Delta :	82
Introduction :	85
VI.1-Ferrailage des poutres :	85
VI.1.1-Méthode de calcul :	85
VI.1.2- Armatures longitudinales :	86
VI.1.3-Exemple de calcul :	88
VI.1.4-Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poutres :	92
VI.2-Ferrailage des poteaux :	95
VI.2.1-Méthode de calcul :	95
VI.2.2-Ferrailage exigé par R.P.A 99 version 2003	95
VI.2.3-Exemple de calcul :	95
VI.2.4-Les vérifications :	98
Introduction:	102
VII.1-Le système de contreventement	102
VII.2-Principe de calcul :	102
VII.3-La méthode de calcul :	103
VII.4-Ferrailage des voiles :	104
VII.5-Disposition des armatures :	106
IX.7.8 Pré-dimensionnementdelapoutredelibage :	114
VIII.7.2 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU :	115

VIII.7.3	Ferraillage Poutre de libage.....	116
VIII.7.4	Armatures calculées en travée et en appui.....	116
VIII.7.5	Armatures choisies en travée et en appui.....	117
	Sections minimale:.....	117
VIII.7.6	Vérification des contraintes normales a L'ELS :.....	117
VIII.7.7	Armature transversales :.....	117
VIII.7.8	Vérification de la flèche a L'ELS	118
VIII.7.9	Armatures de peau.....	128
IX.7.3	Ferraillage Poutre de libage.....	128
	Conclusion générale.....	128

ملخص

هذا المشروع يهدف أساسا إلى دراسة ديناميكية لبناية تتألف من طابق أرضي و ستة طوابق سكنية والواقعة في ولاية غليزان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2- حسب قواعد هندسة الزلازل الجزائري المطبق حاليا، إصدار RPA99 v.2003. هذا المشروع منجز بواسطة العارضات (رافدات) وأعمدة وجدران مقاومة من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية، قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية المصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب قواعد الخرسانة المسلحة في الحالات النهائية BAEL 91 و 93 و CBA، وقواعد هندسة الزلازل الجزائري RPA99 v2003 ونتائج التحليل الإنشائي باستعمال برنامج العناصر المحدودة (ETABS).

الكلمات المفتاحية:

نموذج، دراسة ديناميكية، تدعيم مختلط، خرسانة مسلحة

RESUME :

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'un bâtiment (R+06) en béton armé à usage habitation, il est implanté à Relizan, classé en zone moyenne sismicité (zone IIb) d'après le règlement parasismique algériennes (RPA 99) modifié en 2003.

Cet ouvrage est une structure auto-stable contreventé par des voiles en béton armé, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL 91, CBA93 et RPA99 version 2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par logiciel de calcul de structure par élément finis ETABS.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique

ABSTRACT:

The aim of the present study is a dynamic analysis of a structure (G+06) for housing of reinforced concrete. The structure will have implemented in Relizan province that has characterized by weak a seismic tremors (zone IIb) according to the RPA99 version 2003.

This construction is a mixed building (Resistant Frame-Wall) and a freestanding structure braced by reinforced concrete shear-walls. The calculation of different elements has elaborated according to the BAEL 91, CBA93 and RPA99 version 2003. The seismic structural analysis has conducted by ETABS finite element code.

keywords

Frame, reinforced concrete, mixed bracing, dynamic study

LISTE DE FIGURES

Figure I-1. Plancher à corps creux.....	3
Figure I-2. Plancher à dalle pleine.....	3
Figure I-3. Escalier droit à deux volées	4
Figure I-4.Acrotère	5
Figure I-5. Diagramme Parabole – Rectangle	7
Figure I-6. Diagramme rectangulaire	8
Figure I-7. Diagramme de déformation – contraintes.....	10
Figure I-8. Diagramme des déformations limitées de la section– Règles des trois pivots –	12
Figure II-1. Plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II-2. La section le plus sollicité du poteau	18
Figure II-3. Coupe de voile en élévation	21
Figure III-1. Schéma d'un plancher à corps creux.....	22
Figure III-2. Schéma explicatif des efforts tranchants	24
Figure III-3. Diagramme des moments fléchissant (plancher RDC).....	29
Figure III-4. Diagramme des efforts tranchants (plancher RDC)	30
Figure III-5. Section en Tté	32
Figure III-6. Condition de non fragilité (section en Tté).....	33
Figure III-7. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	36
Figure III-8. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages	39
Figure III-11. Condition de non fragilité (section en Tté).....	41
Figure III-12. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	44
Figure III-13. Dessin de ferrailage des poutrelles terrasse.....	47
Figure IV-1. Schéma statique et dimensions de l'acrotère	48
Figure IV-2. Ferrailage acrotère.	52
Figure IV-3. Représentation du ferrailage de l'escalier	60
Figure IV-4. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier	61
Figure IV-5. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	64
Figure IV-6. Schéma représente le type de balcon.....	65
Figure IV-7. Ferrailage du balcon	69
Figure V-1. Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »	71
Figure V-2. Spectre de réponse.....	74
Figure V-3. Disposition des voiles de contreventement.....	74
Figure VI-1. Schémas de ferrailage des poutres	94
Figure VI-2. Zone nodale	99
Figure VI-5. Dessin de ferrillages des sections des poteaux.....	101
Figure VII-1. Disposition des armatures verticales dans les voiles	107
Figure VII-2. Disposition du ferrailage du voile.....	107
Figure VIII-1. Semelle isolé.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VIII-2. Vue en plan d une semelle filante.....	111
Figure VIII-3. Shema de ferrailage de la semelle filante	114
Figure VIII-4.ferrailage poutre libage.....	119

LISTE DE TABLEAUX

Tableau I-1. Les déformations limites du pivot	12
Tableau II-1. Charges et surcharge du plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II-2. Charges et surcharge du plancher des étages courants	15
Tableau II-3. Charges et surcharge du mur extérieure	16
Tableau II-4. Dégression des charges d'exploitation	17
Tableau II-5. Choix des sections des poteaux	20
Tableau II-6. Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	21
Tableau III-1. Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus	29
Tableau IV-1. Charges et surcharge de la volée de l'escalier	54
Tableau IV-2. Charges et surcharge du palier de l'escalier	55
Tableau IV-3. Ferrailage de balcon	66
Tableau V-1. Coefficient d'accélération de zone « A »	75
Tableau V-2. Pourcentage d'amortissement critique ξ	76
Tableau V-3. Valeurs de T_1 et T_2	76
Tableau V-4. Facteur de qualité	77
Tableau V-5. Poids de la structure	77
Tableau V-6. Valeurs de la force sismique totale	78
Tableau V-7. Nombre de modes à considérer selon le RPA99 ver 2003	78
Tableau V-8. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens X)	81
Tableau V-9. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens Y)	81
Tableau V-10. Excentricité accidentelle	82
Tableau V-11. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	83
Tableau V-12. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens-Y)	84
Tableau VI-1. Moments max des Poutres principales de rive (30x45)	87
Tableau VI-2. Moments max des Poutres principales intermédiaires (30x45)	87
Tableau VI-3. Moments max des Poutres secondaires de rive (30x35) cm ²	88
Tableau VI-4. Moments max des Poutres secondaires intermédiaires (30x35) cm ²	88
Tableau VI-5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive (30x45) cm ²	92
Tableau VI-6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires (30x45) cm ²	93
Tableau VI-7. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive (30x35) cm ²	93
Tableau VI-8. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires (30x35) cm ²	93
Tableau VI-9. Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)	95
Tableau VI-10. Récapitulation du ferrailage des poteaux 1er genre	100
Tableau VI-11. Récapitulation du ferrailage des poteaux 2eme genre	100
Tableau VII-1. Dimensionnement des semelle isolé	110
Tableau VII-2. Dimensionnement des semelle filantes	112
Tableau VII-3. Vérification des semelle filantes au poinçonnement	112
Tableau VII-4. Tableau de ferrailage des semelle filantes	114
Tableau VII-5 pré Dimensionnement de poutre libage	115
Tableau VII-6. Vérification de poinçonnement de la poutre libage	115
Tableau VII-7. Ferrailage de la poutre libage	116

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\dot{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A_{l_y}
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	Hauteur utile d'une section,
e_o	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,

f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à-j-jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	Hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$n=15$	Coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s),
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

Introduction générale :

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement et l'économie.

Notre projet consiste à effectuer l'étude complète d'un bâtiment contreventé par (des voiles et des portiques) à usage habitation, de six niveaux (RDC+6) implantée à RELIZAN, zone de sismicité moyenne (zone IIb) selon le Règlement Parasismique Algériennes **RPA99** modifiées en 2003.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

Le Premier chapitre est consacré à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième et chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux. Le troisième et quatrième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons). Le 5^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.7. Le calcul des ferrailages des éléments structuraux se fonde sur les résultats du logiciel ETABS 9.7 est présenté dans le 7^{ème} chapitre. Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Le dimensionnement et le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**, en appliquant les principes de (**BAEL91**) et l'analyse dynamique de cette structure a été faite par logiciel de calcul **ETABS**.

Chapitre I:

Présentation du projet

Introduction :

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

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, sans perdre de vue de l'aspect économique du projet.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage multiple composée d'un rez-de-chaussée et 06 étages sera implanté à la wilaya de RELIZAN, cette région est classée comme une zone de moyenne sismicité « zone IIb » d'après le Règlement Parasismique Algérienne « R.P.A.99 modifiée en 2003 ». Elle est constituée en portiques contreventés par des voiles. Notre bâtiment comporte :

- Le RDC à 6^{ème} étage : à usage d'habitation

I.1.1. Caractéristique géométrique de bâtiment :

1) Dimensions en plans :

- La longueur totale est de.....20,95m.
- La largeur totale est de.....8,65m .

2) Dimensions en élévation :

- La hauteur de R.D.C.....3.06 m.
- La hauteur des étages courants.....3.06 m.
- La hauteur totale de bâtiment :.....21,42m.

3) Données du site :

Le site est considéré comme meuble (S3).

Contrainte admissible de sol $\sigma_{sol} = 2$ bar.

I.1.2-Ossature et système constructif adopté :

1) Ossature :

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

2) Plancher :

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

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

a) Planchers corps creux :

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

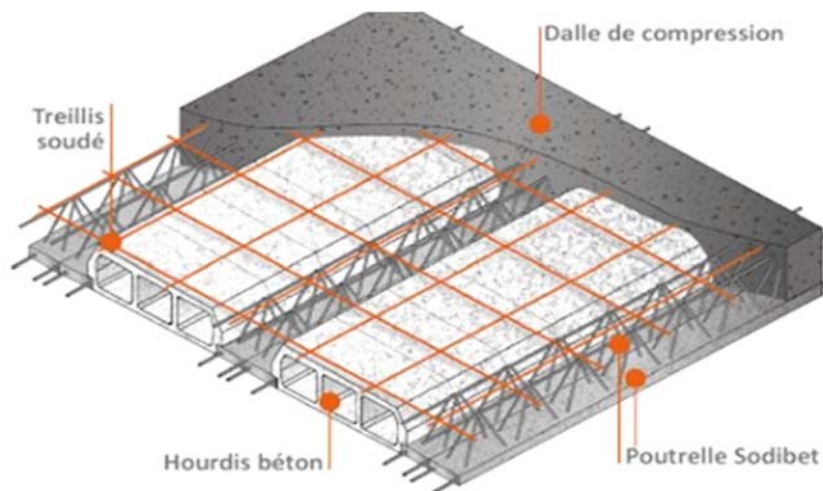


Figure 0-1.Plancher à corps creux.

b) Planchers dalle pleine :

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

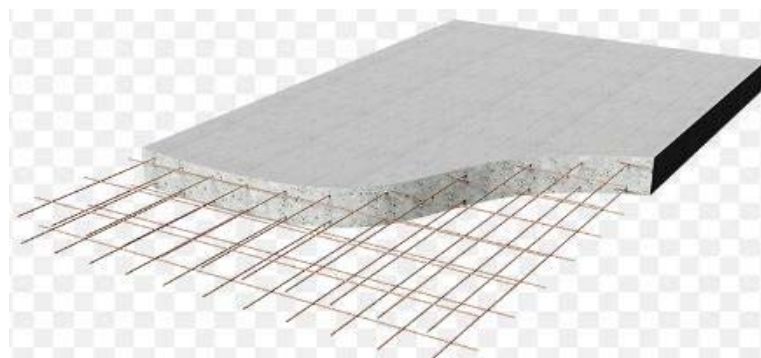
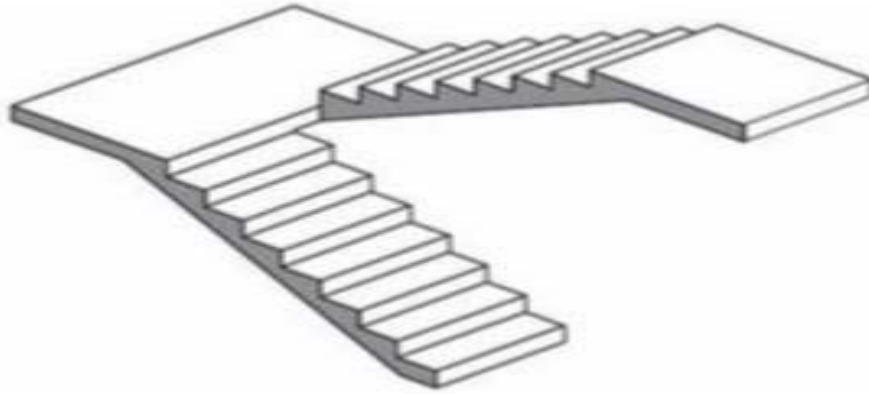


Figure 0-2. Plancher à dalle pleine.**3) Les escaliers :**

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

**Figure 0-3. Escalier droit à deux volées****4) Maçonnerie :****a) Murs extérieure :**

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

b) Murs intérieurs :

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

c) Revêtements :

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

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

5) Isolation :

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

6) Acrotères :

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

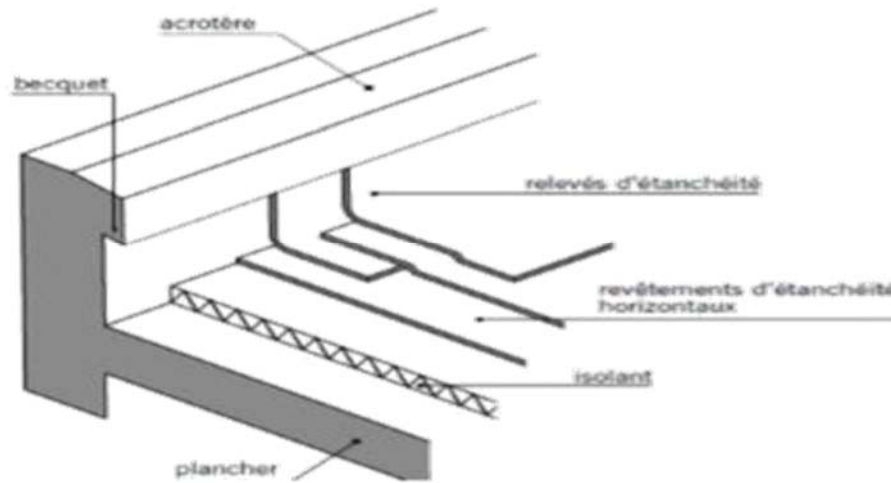


Figure 0-4.Acrotère

I.2-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.1-Le Béton :

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

1) Ciment :

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

2) Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

3) Sables :

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

4) Gravier :

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

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

5) Eau de gâchage :

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

6) Dosage de béton :

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

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

- 350 kg.....de ciment CPA 325
- 400 L.....de sable.
- 800L de gravillons.
- 175 L.....d'eau de gâchage.

I.2.1.1-Résistances mécaniques du béton :

Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

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

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

Pour j ≥ 60 jours, on prend $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

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

La résistance à la traction :

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

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

La Définition des états limites :

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

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.

- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ État Limite Ultime (ELU) :

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

➤ État Limite de Service (ELS):

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

I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

• État Limite Ultime de Résistance :

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

• Diagramme parabole – rectangle :

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

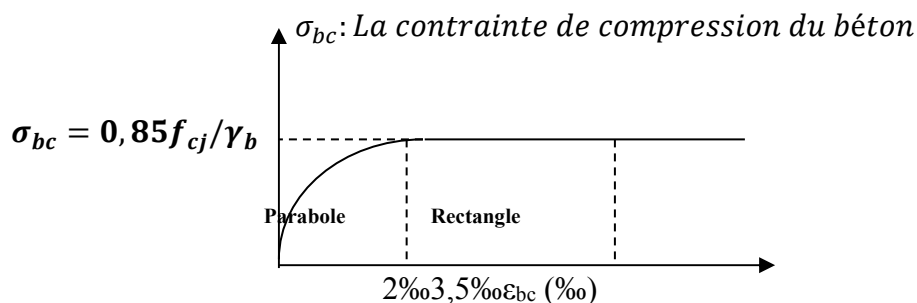


Figure 0-5. Diagramme Parabole – Rectangle

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa ; Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa ; Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,50$; Cas générale ;

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

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

État Limite de Service :

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

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

- Diagramme rectangulaire :

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

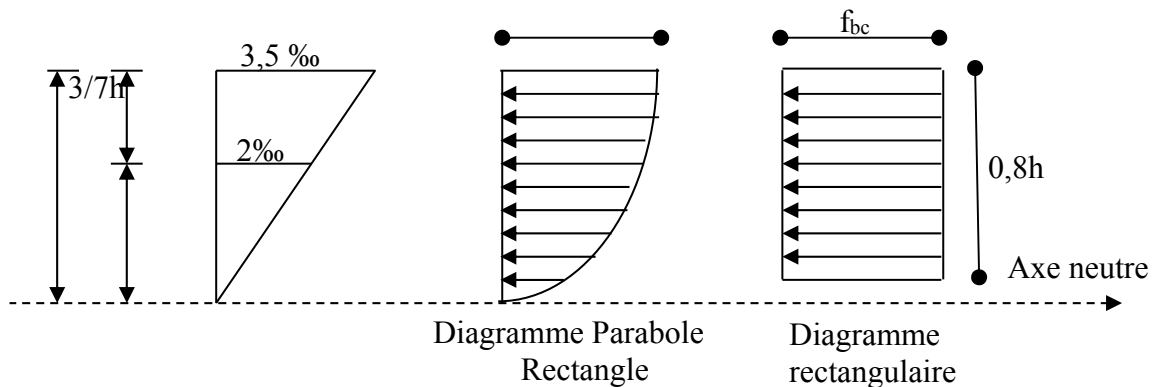


Figure 0-6. Diagramme rectangulaire

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

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

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

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

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 3,34 \text{ MPa ; Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}; \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée :

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

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

Module de déformation différée :

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

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Module de déformation transversale :

- Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

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

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

I.2.2-Les Aciers :

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

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

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

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 kN/m³ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200 GPa

I.2.2.1-Diagramme déformation - contrainte :

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

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

- $\gamma_s = 1,15$; Cas générale, on a $\sigma_s = 348 MPa$;
- $\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaison accidentelles, on a $\sigma_s = 400 MPa$.

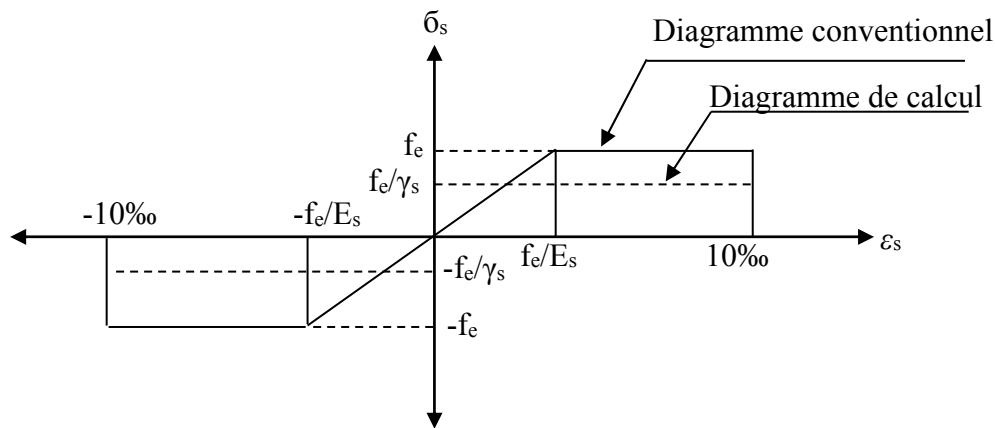


Figure 0-7. Diagramme de déformation – contraintes.

I.2.2.2-Contraintes limites de traction des armatures

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

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} MPa \right) \\ \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \end{aligned} \right\} ; \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$\sigma_{st} = 201,63 MPa$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} MPa \right) \\ \sigma_{st} &\leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \end{aligned} \right\} ; \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$\sigma_{st} = 165 MPa$

η : Coefficient de fissuration ;

- $\left\{ \begin{aligned} \eta &= 1 ; \text{ Pour rond lisse ;} \\ \eta &= 1,6 ; \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta &= 1,3 ; \text{ Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm} \end{aligned} \right.$

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

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.3-Hypothèse de calcul :

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

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

I.3.1-E.L.U.R :

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

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

I.3.1.1-Hypothèses de calcul :

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

I.3.1.2 Règles des trois pivots :

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

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

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

Tableau 0-1. Les déformations limites du pivot

Pivot	Domaine	Déformation du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

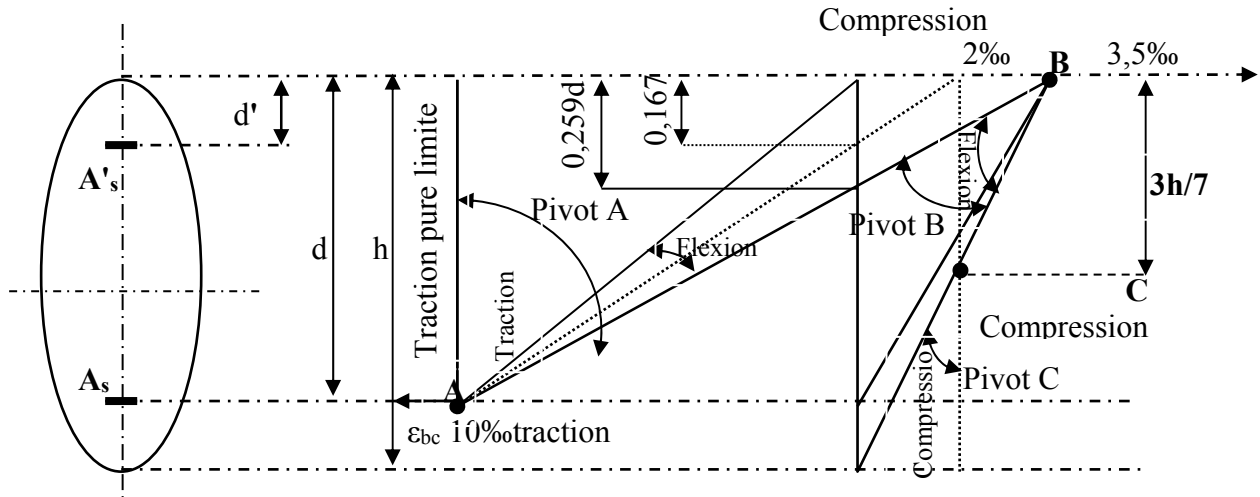


Figure 0-8. Diagramme des déformations limitées de la section– Règles des trois pivots –

I.3.2-E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.3.2.1-Hypothèses de calcul :

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

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

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

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

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

I.3.2.2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- États limite ultime

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

$$1.35G+1.5Q$$

- État limite de service

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

$$G+Q$$

- RPA-99 version 2003

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

- Pour les poutres :

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

Avec :

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

- Pour les poteaux :

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **CBA93 (B.A.E.L 91) et R.P.A 99 Ver. 2003**

II.1-Pré-dimensionnement des planchers :

II.1.1- Détermination de l'épaisseur des planchers :

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

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

Planchers à corps creux :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

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

$$ht \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{425}{22,5} \Rightarrow ht \geq 18,89\text{CM}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} ht : \text{Hauteur totale du plancher} \\ L: \text{Portée maximale de la poutrelle} \end{cases}$$

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16\text{cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

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

II.1.2-Evaluation des charges et des surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a) Plancher terrasse inaccessible :

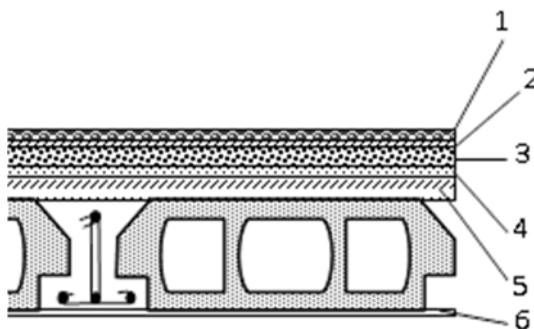


Figure 0-9. Plancher terrasse inaccessible

Tableau 0-2. Charges et surcharge du plancher terrasse inaccessible

Désignation	e (m)	G (kN/m ²)
1-Protection en gravillons	0,04	0,80
2-Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3-Forme de pente en béton léger	0,1	2,20
4-Asphalte coulé sablé 2.5 cm+polystyrène	1,32	0,66
5-Plancher à corps creux	20+4	3,2
G		5.82
Q		1,00

a) Plancher étages courants :

Tableau 0-3. Charges et surcharge du plancher des étages courants

Désignation	e (m)	G (kN/m ²)
1-Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2-Mortier de pose	0,02	0,40
3-Sable fin pour mortier	0,02	0,36
4-Plancher à corps creux	20+4	3,20
5-Enduit en plâtre	0,02	0,20
6-Cloison en briques creuses	0,1	0,90
G		5.44
Q plancher étage courant(habitation)		1,50

b) Mur extérieur (double cloison) :

Tableau 0-4. Charges et surcharge du mur extérieure

Désignation	e (m)	G (kN/m ²)
Brique creuses extérieur	0,15	1,35
Brique creuses intérieur	0,10	0,90
Enduit de ciment extérieur	0,02	0,36
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,27
G		2,88

Remarque :

Le mur de la façade contient des ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessité d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

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

On prend $G_{ext}=G \times 70\%=2.88 \times 0.7=2.2 \text{ kN/m}^2$

II.2-Pré dimensionnement des poutres :

Nous avons deux types de poutres :

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale : } L = 5.00 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 4,60 \text{ m} \end{cases}$

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} ht : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

Et selon le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

II.2.1-Poutres principales :

$$\begin{cases} L_{max} = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 33.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Et} \begin{cases} 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \geq 30 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,15 \leq 4 \rightarrow \text{Condition Verifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(30× 45) cm²** comme section des poutres principales .

II.2.2-Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L_{max} = 460 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,60 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l’RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 35 \geq 20 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(30 X35) cm²** comme section des poutres secondaires.

II.3-Pré dimensionnement des poteaux :

- Le pré dimensionnement s’effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.
- La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas
- Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d’exploitations.

II.3.1- Loi de dégression de la surcharge d’exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d’exploitation en fonction du nombre d’étages. Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d’exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d’exploitation suivantes :

Tableau 0-5. Dégression des charges d’exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (kN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1
Étage 06	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
Étage 05	$Nq_2=q_0+q_1+q_2$	4
Étage 04	$Nq_3=q_0+0,95 (q_1+q_2+q_3)$	5,28
Étage 03	$Nq_4=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,4
Étage 02	$Nq_5=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,38
Étage 01	$Nq_6=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	8,2
R.D.C	$Nq_7=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,88

D’où :

Sousterrasse Q_0

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

$$\text{Sous étage } n \dots \dots \dots Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots \dots \dots + Q_n) \text{ Pour } n \geq 5$$

II.3.2-La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans la présente structure se trouve dans le centre :

$$S = \left(\frac{5.00}{2} + \frac{3.70}{2}\right) \times \left(\frac{4.60}{2} + \frac{3.70}{2}\right)$$

$$S = 18.5 \text{ m}^2$$

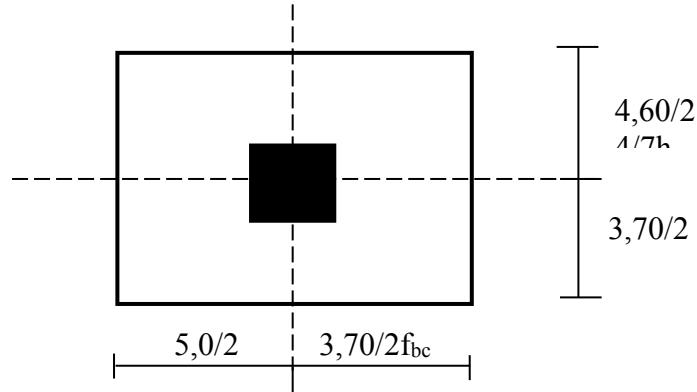


Figure 0-10. La section le plus sollicité du poteau

II.3.3 -Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{p.principale} = \left(\frac{5.00}{2} + \frac{3.70}{2}\right) 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16,88 \text{ kN}$$

$$G_{p.secondaire} = \left(\frac{4.60}{2} + \frac{3.70}{2}\right) 0,35 \times 0,30 \times 25 = 12,08 \text{ kN}$$

$$G_{terrasse} = 5,82 \text{ KN}$$

$$G_{etagecourant} = 5,44 \text{ KN}$$

$$G_{total} = (5,82 \times 18,05) + (5,44 \times 6 \times 18,05) + [(16,88 + 12,08) \times 7] = 896,36 \text{ KN}$$

Majoration des efforts: On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1030,81 \text{ kN}$$

$$NQ = (1,1 \times 18,05) + (1,5 \times 18,05 \times 6) = 180,05 \text{ kN}$$

NQ × 1,15 de majoration

$$NQ = 207,58 \text{ KN}$$

$$Nu = (1,35 \times 1030,81) + (1,5 \times 207,58) = 1702,96 \text{ kN}$$

II.3.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :

a) Détermination de "a" :

a.1) Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c-d-r $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad B = a \times b \quad ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : Section des poteaux

λ : L'élancement du poteau

I : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité

et perpendiculaire au plan de flambement

On a: $L_0 = 3,06 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14\text{m} = 214 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289 \times 50} = 14,76\text{cm}$$

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

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \frac{214}{13,05} = 16,40 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

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

$$B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$$

B_r : Section réduite

$$B_r = (40 - 2) \times (b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,9\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (Ib)}$$

$$A_s = 0,9\% [43(b - 2)] = 0,40(b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{18,45}{35}\right)^2} = 0,81$$

$$\Rightarrow N_u \leq 0,81 \left[\frac{40(b-2) \cdot 25 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,40(b-2) \cdot 400 \cdot 10^2}{1,15} \right]$$

$$\text{d'où : } b \geq 25,89 \text{ cm}$$

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

c) Vérification des conditions du “RPA99 version 2003” :

D’après l’article 7.4.1 pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \min(a ; b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \min(a ; b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Leftrightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc, On adopte pour des poteaux de type 01 une section carrée **(a=b) = (40x40) cm²**

II.3.5-Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale)

Tableau 0-6. Choix des sections des poteaux

Niveau	(a × b) cm ²
6	(35 × 35)
5	(35 × 35)
4	(35 × 35)
3	(35 × 35)
2	(40 × 40)
1	(40 × 40)
RDC	(40 × 40)

II.4- Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles servent, d’une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d’autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D’après le « **RPA99 version 2003** » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

II.4.1-Pré-dimensionnement :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22} ; 15\right) \text{ cm} \Leftrightarrow e \geq 15 \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d’étage

On adopte des voiles d’épaisseur **e = 20 cm**.

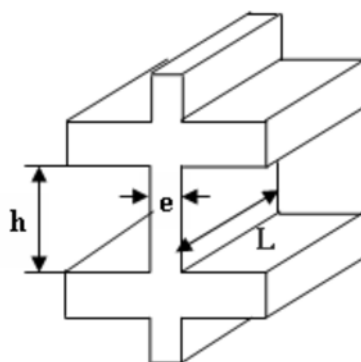


Figure 0-11. Coupe de voile en élévation

II.4.2-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Tableau 0-7. Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	Section des poutres principales (cm ²)	Section des poutres secondaires (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
R.D.C.	40× 40	30× 45	30× 35	20
01	40 × 40	30× 45	30× 35	20
02	40 × 40	30× 45	30× 35	20
03	35 × 35	30× 45	30× 35	20
04	35 × 35	30× 45	30× 35	20
05	35 × 35	30× 45	30× 35	20
06	35 × 35	30× 45	30× 35	20
Terrasse	/	30× 45	30× 35	/

Chapitre III:

Étude des planchers

Introduction :

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

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a un seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

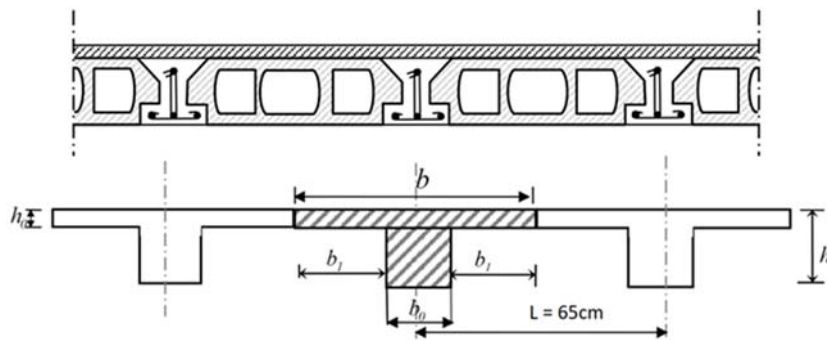


Figure 0-12. Schéma d'un plancher à corps creux

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 24 cm de hauteur dont :

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

III.1- Calcul du plancher à corps creux :

III.1.1- Pré dimensionnement des poutrelles :

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

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

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

III.1.1.1- Calcul de la largeur de poutrelle (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante :

$$b = 2b_1 + b_0 \quad (1)$$

On a : $L = 4,3 \text{ m}$; $l_1 = 0,65 \text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right)$$

$$= \min(b_1 \leq 26,5 \text{ cm} ; b_1 \leq 50,0 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65 \text{ cm}$

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

III.1.1.2-Méthode de calcul des poutrelles :

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

III.1.1.2.1-Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

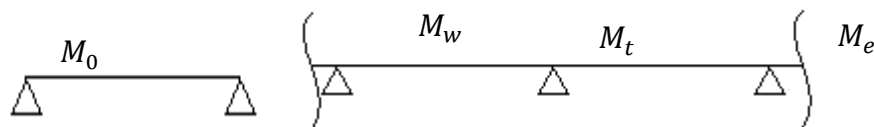
- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Travée isostatique

Travée hyperstatique

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

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

- Travée de rive :

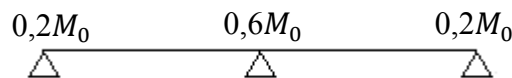
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

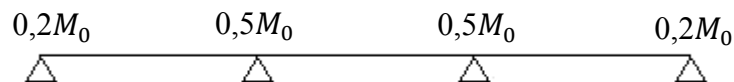
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

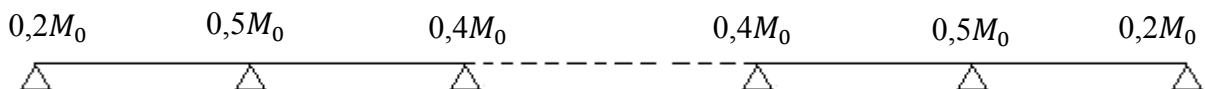
1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Principe de calcul de l'effort tranchant :

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

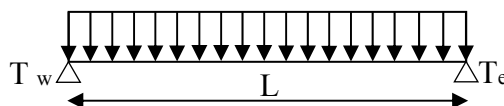
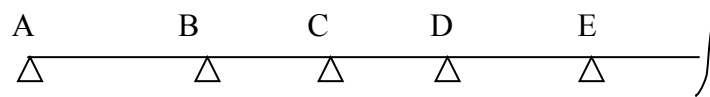


Figure 0-13. Schéma explicatif des efforts tranchants

III.1.1.2.2- Méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

- Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée CD).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)

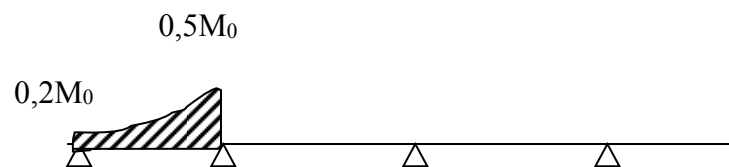


Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire. La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$ (M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée BC).

- Cas d'une travée de rive :



Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0$ (BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le

moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0$ (BC) si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6M_0$ (AB) s'il n'y a que deux travées.

III.1.1.3 -Les types des poutrelles :

Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher :

Plancher RDC+ETAGES COURANTS

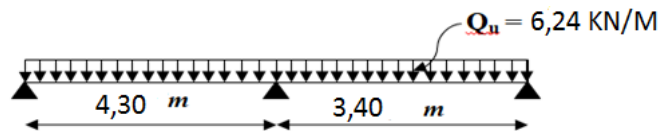
$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ kN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m} \end{array} \right. \quad \text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 6,25 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,52 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

Plancher terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,82 \times 0,65 = 3,78 \text{ kN/m} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/m} \end{array} \right. \quad \text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 6,09 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,43 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

Notre construction comporte un seul type de poutrelle :

➤ Type 01 :



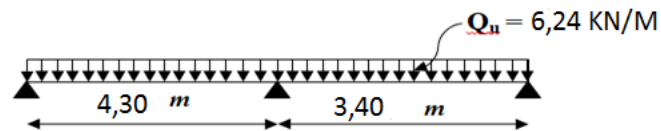
III.2.1- Calcul des poutrelles des planchers RDC et étage courant:

III.2.1.1-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) La surcharge d'exploitation :

- Plancher RDC : $G = 5,44 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,88 \text{ kN/m}^2$ Condition Vérifiée.
- Poutres à inerties transversales constantes Condition Vérifiée.
- Le rapport $0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

➤ Type 01 :

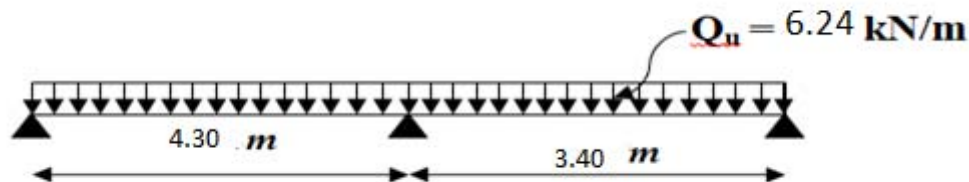


- $0,8 \leq \frac{3,40}{4,30} \leq 1,25$ Condition non vérifiée (on utilise la méthode forfaitaire modifiée).
- Fissuration non préjudiciable.

III.2.1.2- Exemple de Calcul (Plancher RDC + étage courant) :

➤ Type 01 :

Les conditions de la méthode forfaitaire sont non vérifiées



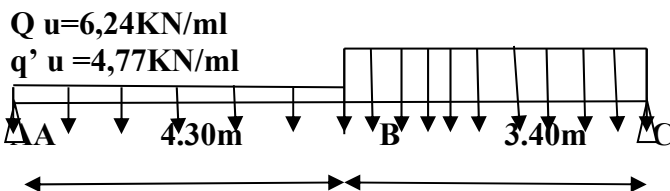
A. Calcul de sollicitation:

$$Q_u = 6,24 \text{ kN/m}$$

$$Q'_u = 1,35 \times (5,44 \times 0,65)$$

$$Q'_u = 4,77 \text{ kN/m}$$

B. Calcul des moments minima de travée AB min:



c. Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,77 \times 4,30^2}{8} = 10,77 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6,25 \times 3,40^2}{8} = 9,03 \text{ kN.m}$$

d. Moment sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 0,2 \times 10,77 = 2,15 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6M_0^{AB} = 0,6 \times 10,77 = 6,46 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 8,75 = 1,75 \text{ KN.m}$$

e. Moments en travée :

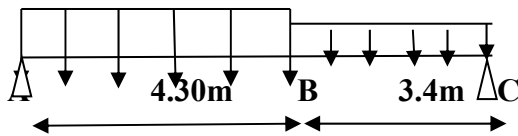
Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$X = 3,40/2 + (6,46 - 1,75)/4,77 \times 3,40 = 1,91$$

$$M_{tmin}^{AB} = (4,77) \frac{3,4 - 1,91}{2} + 6,46 \left(1 - \frac{1,91}{3,4}\right) - 1,75 \frac{1,91}{3,40} = 2,22 \text{ KN.m}$$

F. Calcul du moment maximal de la travée AB max :

$Q_u = 6,24 \text{ KN/ml}$



J. Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 14,08 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'_u \cdot l_{BC}^2}{8} = 6,69 \text{ KN.m}$$

h. Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6M_0^{AB} = 0,6 \times 14,42 = 8,45 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 6,89 = 1,34 \text{ KN.m}$$

i. Les moments en travées :

Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$X = 3,4/2 + (8,45 - 1,34)/6,24 \times 3,4 = 1,91$$

$$M_{tmax}^{AB} = (6,24) \frac{3,4 - 0,41}{2} + 8,45 \left(1 - \frac{0,41}{3,4}\right) - 1,34 \left(\frac{0,41}{3,4}\right) = 16,59 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_t^{BC} &\geq 1,14 \times M_0^{BC} - \frac{8,45 - 0,41}{2} \geq 4,1 \\ M_t^{BC} &\geq 0,67M_0^{BC} \geq 4,48 \end{aligned} \right\} M_t^{BC} \geq 4,48 \text{ KN.m}$$

g. Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\text{Travée ABmin} \begin{cases} T_w = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,77 \times 4,3}{2} + \frac{2,15 - 6,46}{4,3} = 9,12\text{KN} \\ T_e = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,77 \times 4,3}{2} + \frac{2,15 - 6,46}{4,3} = -11,14\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée ABmax} \begin{cases} T_w = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,24 \times 4,3}{2} + \frac{2,15 - 6,46}{4,3} = 12,25\text{KN} \\ T_e = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,24 \times 4,3}{2} + \frac{2,15 - 6,46}{4,3} = -14,27\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_w = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,24 \times 3,4}{2} + \frac{6,46 - 1,75}{3,4} = 11,86\text{KN} \\ T_e = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,24 \times 3,4}{2} + \frac{6,46 - 1,75}{3,4} = -9,04\text{KN} \end{cases}$$

NV	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M (KN. m) et T(KN)						M (KN m) et T(KN)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
RDC+06 étage	ABmin	4.3	10,77	2,22	2,35	6,46	9,12	-11,14	19,90	0,59	10,38	2,81
	ABmax	4.3	14,09	5,05	2,82	8,45	12,25	-14,27	41,82	5,79	7,36	3,93
	BC	3.4	8,75	4,48	1,75	1,34	11,86	-9,04	5,63	3,34	2,82	1,54

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des résultats

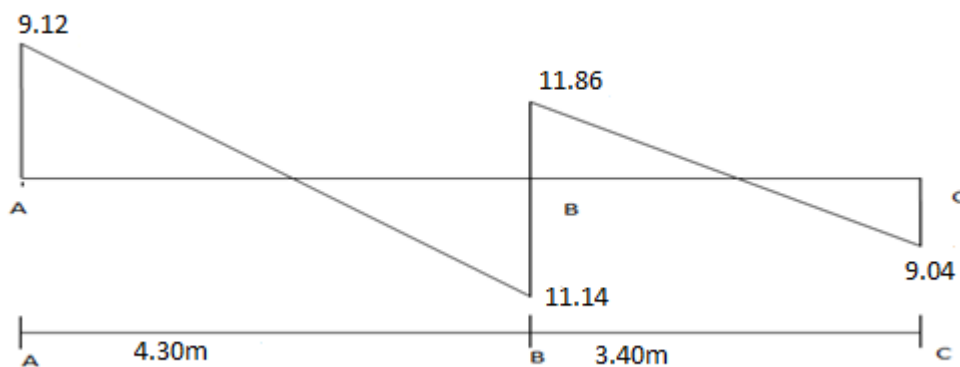


Figure IV.13 : Digramme des efforts tranchants.

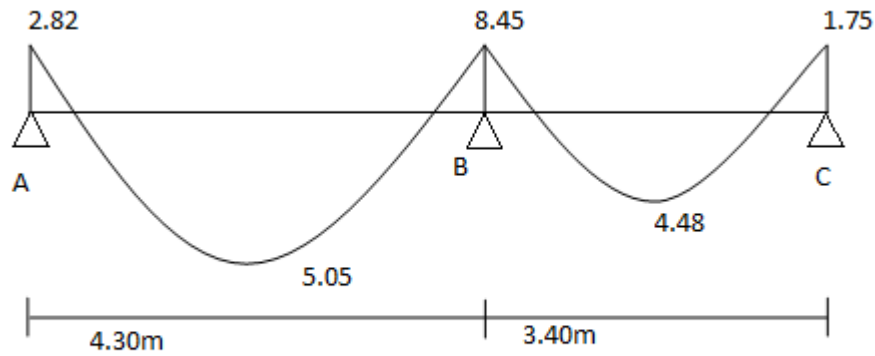


Figure IV.14 : Diagramme des moments.

➤ Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E, L, U \begin{cases} M_{tmax} = 5,05 \text{ kN.m} \\ M_{rivemax} = 2,82 \text{ kN.m} \\ M_{intermax} = 8,45 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 11,86 \text{ kN} \end{cases} \quad E, L, S \begin{cases} M_{tmax} = 6,99 \text{ kN.m} \\ M_{rivemax} = 1,40 \text{ kN.m} \\ M_{intermax} = 9,18 \text{ kN.m} \end{cases}$$

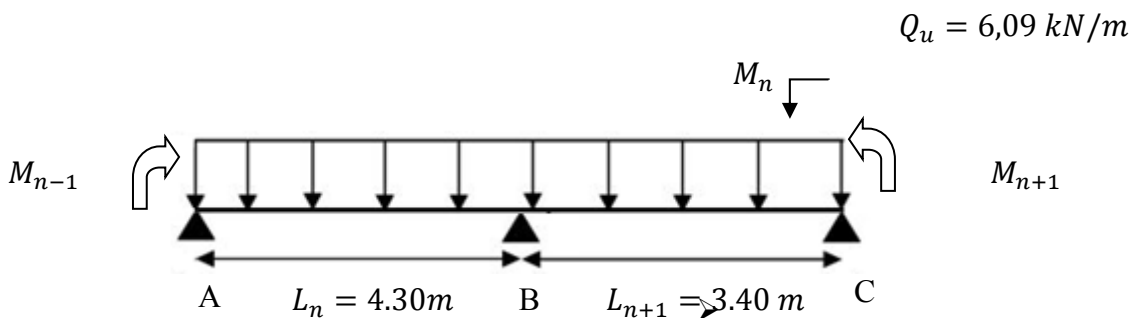
III.2.1.3 PLANCHE TERRASSE :

Le calcul se fait à l'E.L.U par la méthode des trois moments

Le calcul se fait à l'E.L.U

➤

TYPE



➤ $M_a = M_{n-1}$; $M_b = M_n$ et $M_c = M_{n+1}$

➤ Partie AB :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = 14,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = 8.79 \text{ kN.m}$$

CALCULE DE MOMENT OU POINT B :

$$L_1 \cdot M_A + 2(L_1 + L_2)M_B + L_C \cdot M_C = -6EI(\varphi_{Bg} + \varphi_{Bd})$$

AVEC :

$$M_A = -2,81 \text{ kN.m} ; M_C = -1,76 \text{ kN.m}$$

$$6EI(\varphi_{Bg} + \varphi_{Bd}) = 1/24 Q_L^3 + 1/24 Q_L^3$$

$$M_B = -10,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0AB} = 7,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = 2,63 \text{ kN.m}$$

Calcul des réactions dues aux charges extérieures :

$$T_{AB} = \frac{Q_U \times L}{2} = 14,88 \text{ KN}$$

$$T_{BC} = \frac{Q_U \times L}{2} = 7,74 \text{ KN}$$

Les réactions dues aux moments appliqués aux niveaux des appuis :

$$T_{AB} = \frac{M_B}{L} = \frac{-3,8}{6,2} = -11,27 \text{ KN}$$

$$T_{BC} = \frac{M_B}{L} = \frac{-3,8}{4,05} = -12,93 \text{ KN}$$

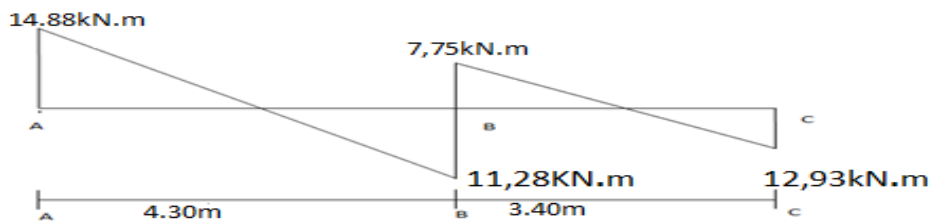


Figure IV.16. Diagramme des efforts tranchants

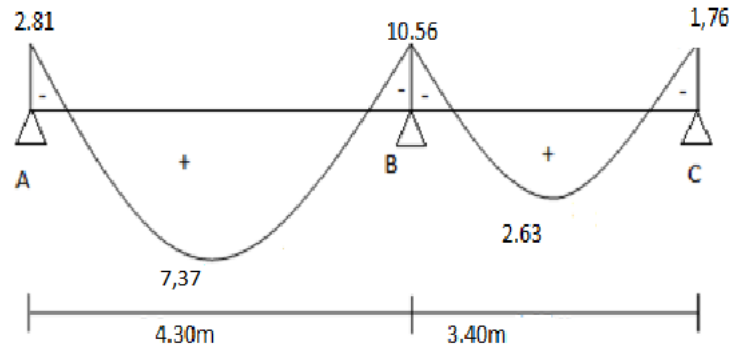


Figure IV.17 : Diagramme des moments

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 7,37 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint} \max} = 10,56 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arrive} \max} = 2,81 \text{ kN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 5,37 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint} \max} = 7,69 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arrive} \max} = 2,09 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$T_{\max} = 14,93 \text{ kN} \quad N_{\max} = 10,84 \text{ kN}$$

III.2.1.4-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable. Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 16 \text{ cm}$.
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Fissuration non préjudiciable (de RDC au 6^{ème} étage).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

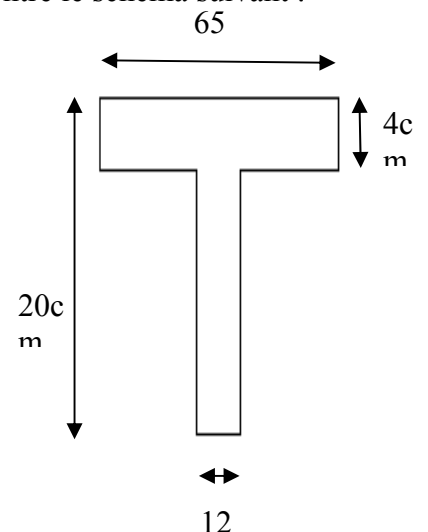


Figure 0-14. Section en T

III.2.1.4.1-Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U)(plancher rdc et l'étage courant):

➤ En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

-On calcule le moment équilibre par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} = 25,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{tmax} = 7,37 \text{ kN.m} < M_t = 25,79 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$:

$$M_{tmax} = 7,37 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,37 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,37 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

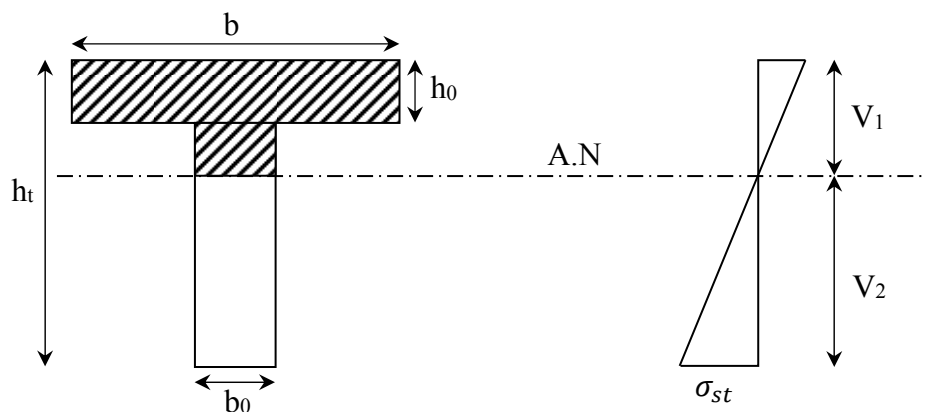


Figure 0-15. Condition de non fragilité (section en Té)

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

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

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

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

$$I = \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65 - 12) \times (6,25 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,92 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 1,19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 3T10 $\rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,56 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,191 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,191 \rightarrow \beta = 0,893$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,58 \times 10^3}{0,893 \times 18 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 1,19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) $\rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui de rive :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,81 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,81 \times 10^3}{0,973 \times 18 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,92 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 0,46 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition Non Vérifiée

On prend : $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) $\rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.2.1.4.2 -Vérification à l'E.L. S :

Le moment dans le plancher RDC est ($M_{ser}=5,37\text{kN.m}$)

➤ Position de l'axe neutre :

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

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=2,36\text{cm}^2$; $d=18\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 1061,20 = 0$$

$$\Rightarrow y = \mathbf{3,92\text{cm}}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 1305,12 + 0,009 + 7017,92$$

$$I = 8323,05 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,37 \times 10^3}{8323,05} \times 3,92 = 2,53 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

a) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14,93 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,691 \text{ MPa}$$

b) Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

$$\tau_u = 0,691 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

c) Les armatures transversales At :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 6,86 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t 8 \text{ mm}$

d) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm}$$

On Prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (1)$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

- On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

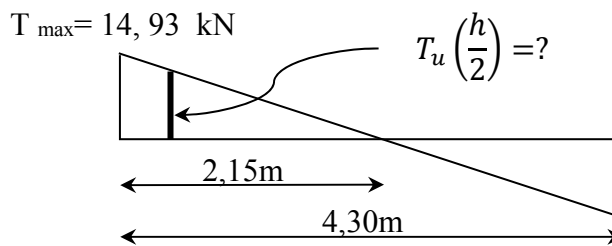


Figure 0-16. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 14,93 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,30}{2} + \frac{8,33 - 8,33}{6,13 \times 2,15} = 3,85 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14,93 \times (2,15 - 0,10)}{2,15} = 14,73 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14,73 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,180} = 0,818 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,683 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -3,46 \times 10^{-4} \text{ cm} \dots \dots (2)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,342 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

- Espacement dans la zone nodale :
 $S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$
- Espacement dans la zone courante :
 $S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$
- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 14,93 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 4,16 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{2,81}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 17,35 \text{ kN}$$

$$F_u = 17,35 \text{ kN} > T_u = 14,93 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

- a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{Ondoitavoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,93 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,017 \text{ m} = 1,70 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 40cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm}$$

$$a = 19,44 \text{ cm} > 1,70 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A.

T : L'effort tranchant max ; T = 14,93kN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi \Phi = \pi \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,93 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 0,97 = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 1,46 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s . La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 1,46} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que :

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

III.2.1.4.3- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0,047 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{425} = 0,047 \geq \frac{5,37}{15 \times 10} = 0,03 \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,010 = \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; Donc il n'y a pas de risque de la flèche

III.2.3.5-Dessin de ferrailage des poutrelles :

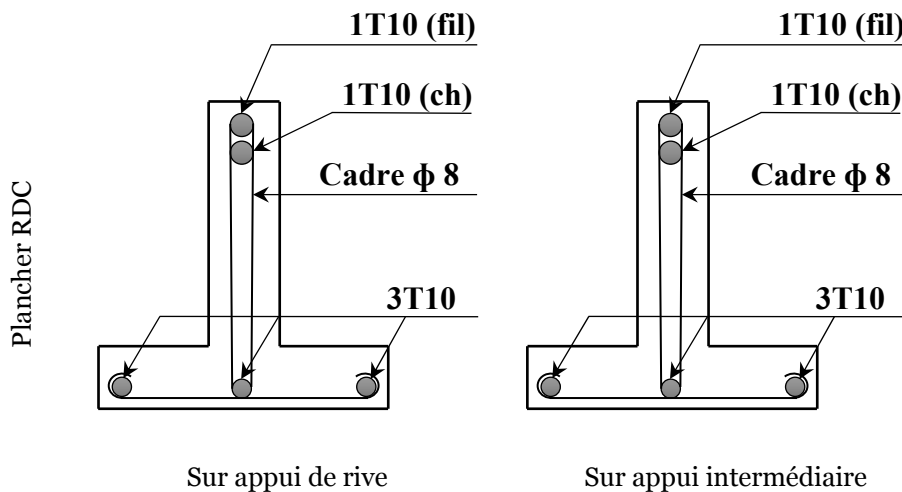


Figure 0-17. Dessin de ferrailage des poutrelles rdc

III.2.1- Calcul des poutrelles de planche terrasse :

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 5,05 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint} \max} = 8,45 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arrive} \max} = 2,82 \text{ kN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 5,37 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint} \max} = 7,69 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arrive} \max} = 2,09 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = 11,86 \text{ kN} \quad T_{\max} = 10,84 \text{ kN}$$

III.2.2.1- Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U) :

➤ En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibre par la table « M_T »

$$\begin{aligned} M_t &= b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(\frac{18 - 4}{2} \right) \times 10^{-3} \\ &= 25,79 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_{t \max} = 5,05 \text{ kN.m} < M_t = 25,79 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$:

$$M_{t \max} = 5,05 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,05 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,9915 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,05 \times 10^3}{0,9915 \times 18 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

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

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 11,34 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 11,34 = 8,66 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{65 \times (8,66)^3 - ((65 - 12) \times (8,66 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 8,66)^3}{3}$$

$$I = 21590,06 \text{ cm}^4$$

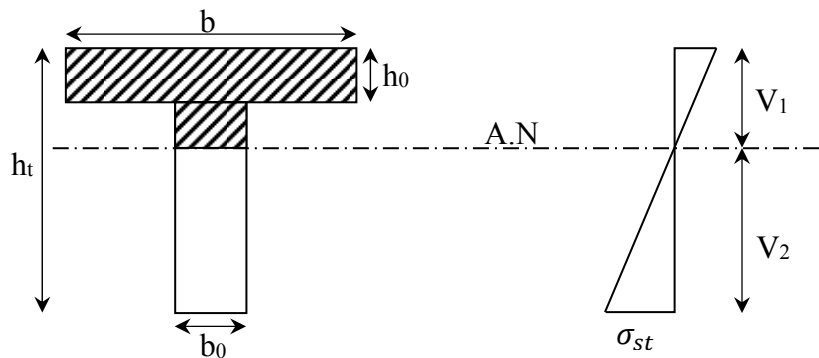


Figure 0-18. Condition de non fragilité (section en T)

$$A_{min} = \frac{21590,06 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 11,34 \times 400} = 0,61 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 0,81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,61 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 3T10 → $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,45 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,153 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,153 \rightarrow \beta = 0,9165$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,45 \times 10^3}{0,9165 \times 18 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{21590,06 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 8,66 \times 400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 1,47 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,61 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) → $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui de rive :

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,82 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,0511 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,051 \rightarrow \beta = 0,973 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,82 \times 10^3}{0,973 \times 18 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_e) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{21590,06 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 8,66 \times 400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 0,46 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,81 \text{ cm}^2$... Condition Non Vérifiée

On prend : $A_s = 0,92 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) → $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.2.2.2 -Vérification à l'E.L. S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser}=6,99\text{KN.m}$)

➤ Position de l'axe neutre :

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

$b=65\text{cm}$; $\eta=15$; $A'=0$; $A=2,36 \text{ cm}^2$; $d=18 \text{ cm}$; $b_0=12\text{cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 247,4y - 1061,2 = 0$$

$$\Rightarrow y = \mathbf{4,86\text{cm}}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'(y - d')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = 1675,02 - 0,31 + 10192,90$$

$$I = 11062,06 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,99 \times 10^3}{11062,06} \times 4,86 = 3,07 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_s

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau}{b_0 \times d} = \frac{12,56 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,581 \text{ MPa}$$

- Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,34 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,581 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

- Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{Lmin}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6,71 \text{ mm}$$

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

- Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min(16,20; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 19,44 \text{ cm}$$

On Prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.2.3- Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (1)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1; f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

- On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

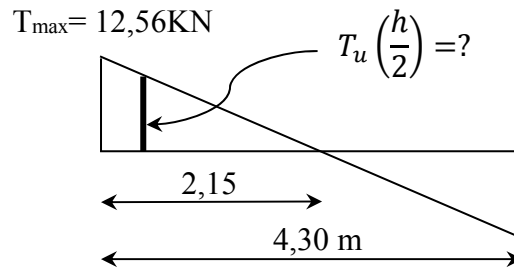


Figure 0-19. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u\left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 12,56 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,30}{2} + \frac{6,29 - 5,54}{4,52 \times 4,30} = 2,40 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{12,52 \times (2,15 - 0,10)}{2,15} = 11,98 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{12,56 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,180} = 0,69 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,69 - (0,3 \times 2,1)) \times 10 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -2,61 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots (2)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,295 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,40 \times 10}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm}$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ D'après le RPA 99 (version 2003) :

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 12,56 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9,18 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9,18}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 56,67 \text{ kN}$$

$$F_u = 56,67 \text{ kN} > T_u = 12,56 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 12,56 \times 1,5}{0,85 \times 10 \times 25 \times 10} = 0,017 \text{ m} = 1,7 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 40cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,20 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$a = 16,20 \text{ cm} > 1,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Entraînement des armatures :

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A.

T : L'effort tranchant max ; T = 12,56 kN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi \Phi = \pi \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{12,56 \times 10^3}{12,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,88 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s . La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

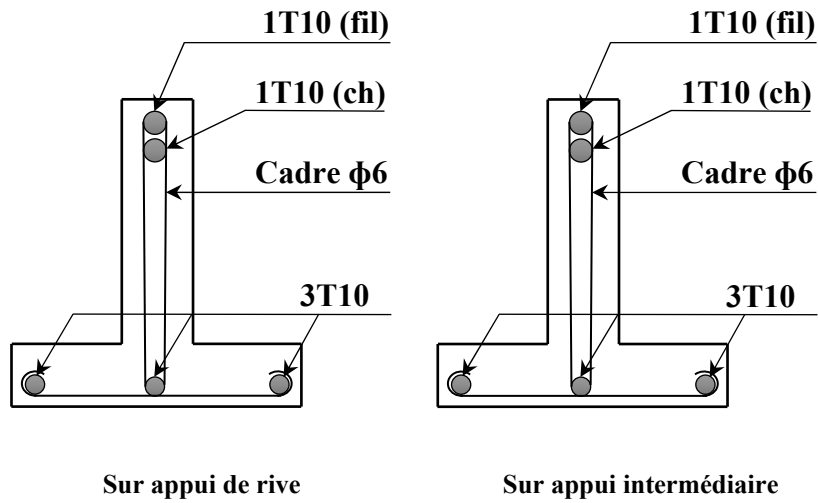
Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$. Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que $r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$

III.2.2.4- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{430} = 0,046 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{430} = 0,05 \geq \frac{6,99}{15 \times 9,17} = 0,048 \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,009 = \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; Donc il n'y a pas de risque de la flèche.

III.2.2.5-Dessin de ferrailage des poutrelles :**Figure 0-20. Dessin de ferrailage des poutrelles de la terrasse**

Chapitre IV:

Étude des éléments non structuraux

Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N), soit une section de : $(10 \times 100) \text{ cm}^2$

IV.1.2-Dimensions :

- La hauteur $h = 60 \text{ cm}$
- L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

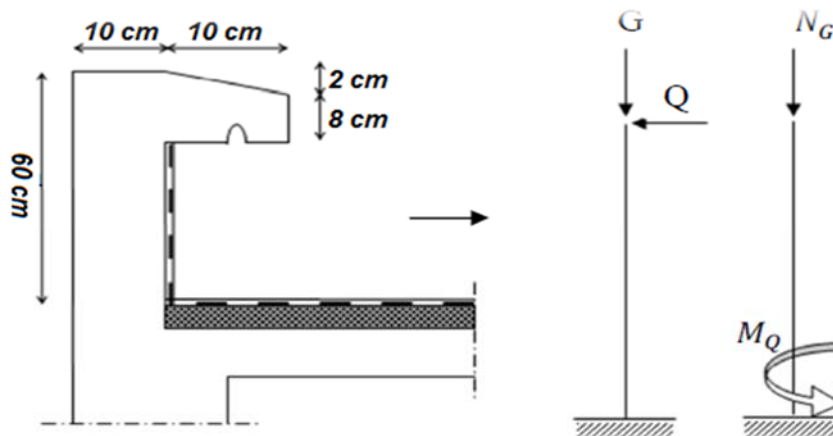


Figure 0-21. Schéma statique et dimensions de l'acrotère

IV.1.3-Calcul des sollicitations :

1) Poids propre :

$$S = \left[(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

2) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ kN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,725 \text{ kN/ml}$$

3) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0.90 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN/ml}$$

4) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,33} = 0,386 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,386 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,33 \left[0,386 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,33) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow 24,80 \text{ kN.m} - 0,80 \text{ kN.m} < 24,80 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.)

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimée

$$\mu_l = 0,8\alpha_1 \times (1 - (0,4\alpha_1))$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

Avec :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 0.00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,008 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

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

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0.97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,311 - \frac{2,33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,244 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.5.2- Section d'armatures minimale en flexion composée pour une section rectangulaire

1) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,73 \text{ kN/ml (W}_p)$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,73} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 \\ &= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 \Rightarrow A_{s \min} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

$$A_s = \max (A_{su} ; A_s ; A_{min}) \Rightarrow \max (0,311 ; 0,244 ; 1,01)$$

$$A_s = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } \mathbf{4\phi 6} ; A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = 25 \text{ cm}$$

2) Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow A_s = \mathbf{4\phi 8}$$

IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :**Moment de service :**

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,725 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - (15)(2,01)(9 - y) = 0$$

$$50y^2 - 30,15y - 271,35 = 0$$

$$y = 2,00 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,00^3}{3} + (15 \times 2,01 \times (9 - 2)^2)$$

$$I = 1744,02 \text{ cm}^4$$

a) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{650}{1744,02} \times 2 = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,74 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1744,02} \times (9 - 2) = 39,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39,13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

c) Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

IV.1.7-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D’après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l’acrotère W_p = 1,73 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,73 = 0,83 \text{ kN}$$

$$F_p = 0.83 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

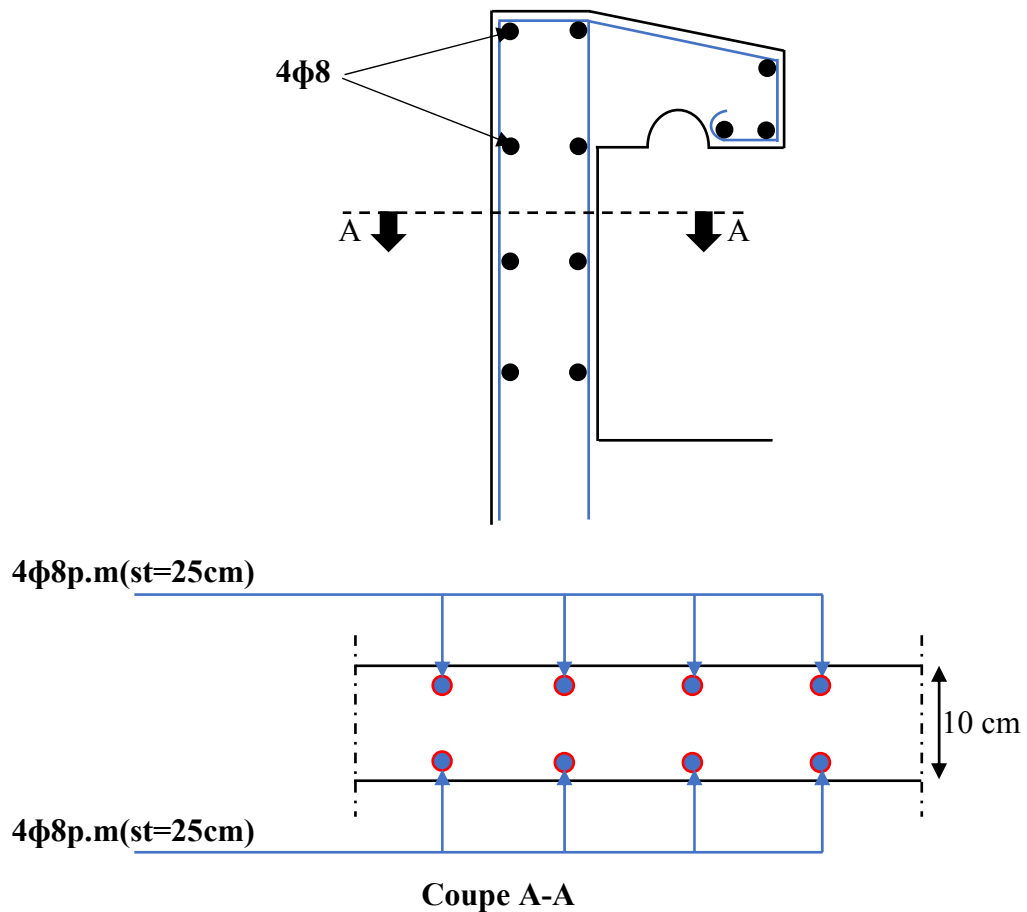


Figure 0-22. Ferrailage acrotère.

IV.2-Escaliers :

IV.2.1-Introduction :

L'escalier se calcul comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple, Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur. Notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

IV.2.2-Dimensionnement Des Escaliers :

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

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

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : Largeur de la marche.

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H= n \times h = h_e/2)$$

n : Nombre de contre marches.

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

Selon BLONDEL on a trouvée : $h=17\text{cm}$, $g=30 \text{ cm}$.

IV.2.3-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$He = 3,06 \text{ met} \quad H = \frac{He}{2} = 1,53 \text{ m}$$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n-1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm} , H = 153 \text{ cm et } L = 240 \text{ cm}$$

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

La solution de l'équation est :

$$n = 9 \text{ (nombre de contre marche)}$$

$$n - 1 = 8 \text{ (nombre de marche)}$$

Donc :

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,25^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a) **Épaisseur de la volée (e_v) :**

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$9,20 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 15 \text{ cm}$$

b) **Épaisseur du palier (e_p):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

IV.2.4-Descente de charges

1) **Paillasse :**

Tableau 0-1. Charges et surcharge de la volée de l'escalier

N=0	Désignation	Ep(m)	densité kN/m^3	poinds kN/m^2
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times 25 / \cos \alpha$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times 0,1 / 0,87$	0,02	10,00	0,23
	G		7,27 kN/m^2	
	Q		2,5 kN/m^2	

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13,56 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m} \end{cases}$

2) **Palier :**

Tableau 0-2. Charges et surcharge du palier de l'escalier (type1)

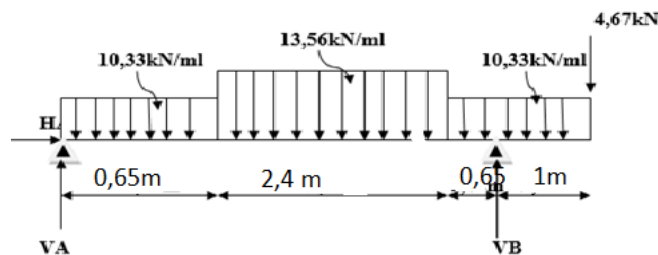
N°	Désignation	ep (m)	Densité (kN/m ³)	Poids kN/m ²
1	Poids propre du palier epx25	0,15	25,00	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
		G	4,87kN/m ²	
		Q	2,5kN/m ²	

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 10,33 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 7,37 \text{ kN/m} \end{cases}$

➤ Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,56 - 10,33}{10,33} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.



- Les réactions d'appuis :

$$\sum F/X = 0 \Rightarrow H_B = 0$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = 10,33 \times 0,65 + 13,56 \times 2,4 + 10,33 \times 1,65 + 4,67$$

$$\Rightarrow V_A + V_B = 60,97 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3,7V_B - (10,33 \times 0,65 \times 0,325) - (13,56 \times 2,4 \times 1,85)$$

$$- (10,33 \times 1,65 \times 3,87) - 4,67 \times 4,70 = 0$$

$$\Rightarrow V_A = 20,34 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_B = 40,62 \text{ kN}$$

➤ Moment fléchissant max et Effort tranchant :

- Section 2-2 : $0,65 \leq x \leq 3,05$:

$$M(x) = -6,78(x - 0,65)^2 + 2,68x + 24,55$$

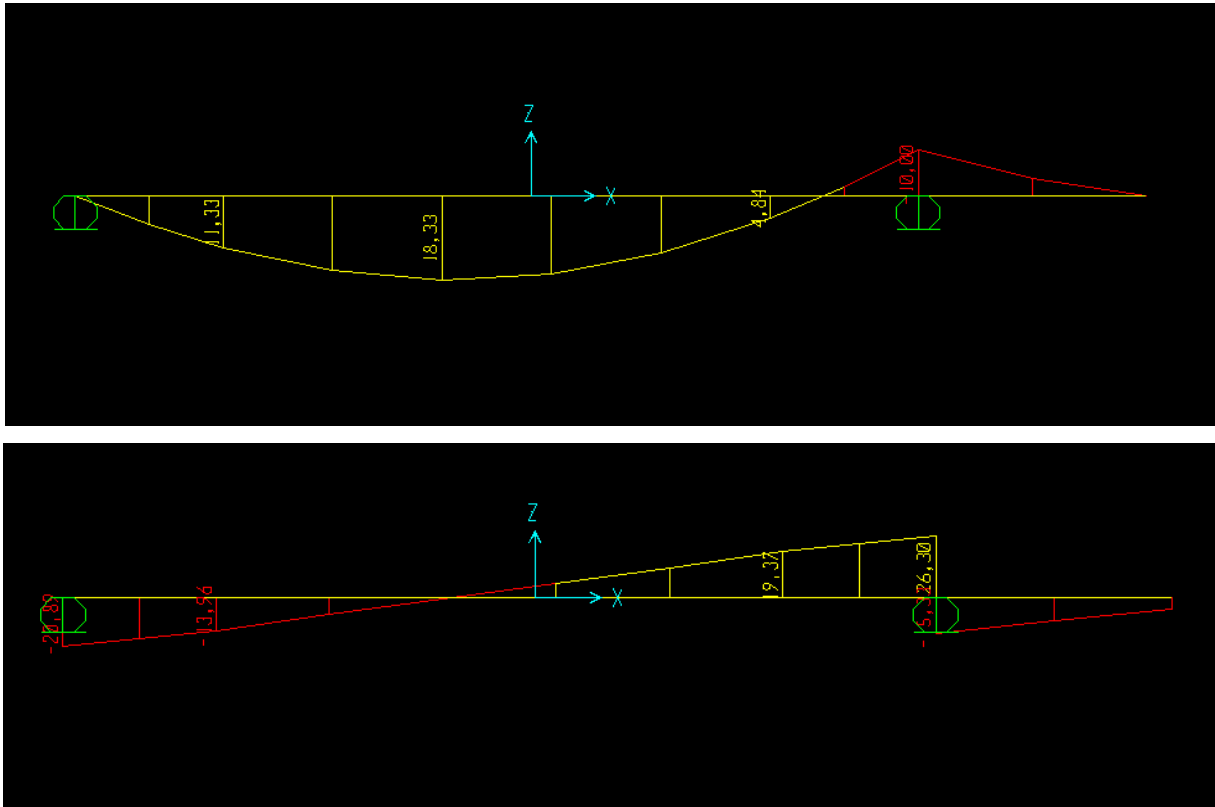
$$T(x) = -13,56(x - 0,65) + 2,68$$

- Position du moment max :

$$\rightarrow x = 2,38 \text{ m} ; \quad M(x) = 18,33 \text{ kN}$$

- Calcul des sollicitations se fait en utilisant (RDM6)

Diagrammes M et T : « SAP2000V14 »



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

$$\text{On a : } M_{max} = 18,33 \text{ kN.m}$$

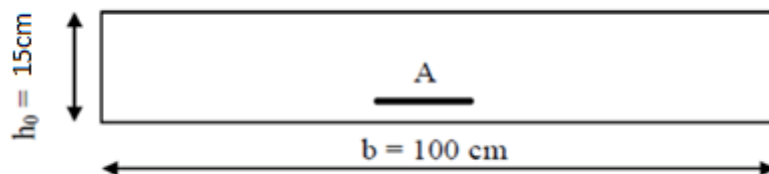
$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 15,58 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,2 \times M_{max} = 3,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{ac} = 0,5 \times M_{max} = 9,16 \text{ kN.m}$$

IV.2.5- Ferrailage de l'escalier :

- En travée : (la paillasse)



Les armatures principales (longitudinales) :

- Le moment ultime :

$$M_t = 15,58 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,58 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,060 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,997$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,58 \times 10^3}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 3,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

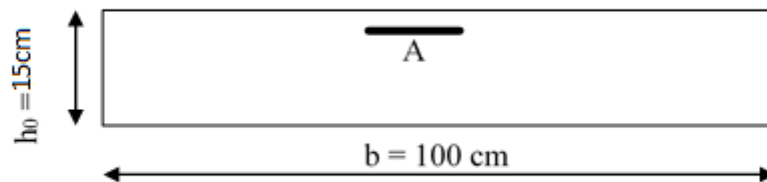
On adopte **5T12** avec : $A_{adm} 5.65 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \text{ml} \text{et } S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition (transversales) :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{et } S_t = 20 \text{ cm}$

- Sur appuis :(le palier)



Les armatures principales (longitudinales) :

$$M_a = 9,16 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,16 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,035 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9825$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,16 \times 10^3}{0,9825 \times 13,5 \times 348} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{et } S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition (transversales) :

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

IV.2.6-Vérifications ;

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2; \text{Condition vérifiée.}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{26,3 \times 10}{100 \times 13,8} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

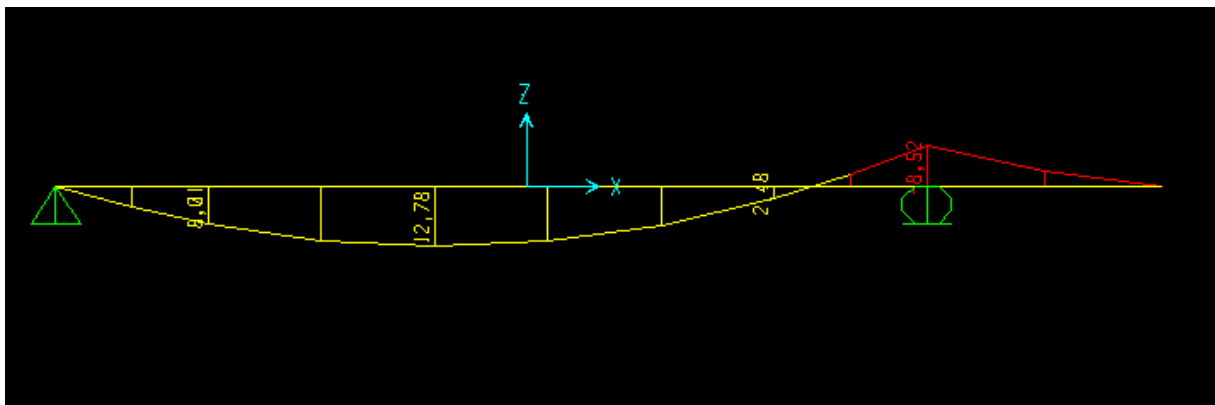
$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((26,3) + \frac{9,16 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,92 \text{ cm}^2; \text{Condition vérifiée}$$

Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :



$$M_{tmax} = 12,78 \text{ kN}, m; \text{ déterminé par SAP2000}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{tmax} = 10,86 \text{ kN}, m$$

$$M_{aser} = 0,5 \times M_{tmax} = 6,39 \text{ kN}, m$$

➤ En travée :

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 115,5y - 1247,4 = 0 \rightarrow y = 3,97 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,97^3}{3} + (15 \times 7,70)(10,8 - 3,97)^2$$

$$= 7473,64 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12,78 \times 10^3}{7473,64} \times 3,97 = 6,79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 58,95y - 742,77 = 0 \rightarrow y = 3,31 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,31^3}{3} + (15 \times 2,01)(12,6 - 3,31)^2$$

$$= 7110,91 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,39 \times 10^3}{7110,91} \times 3,31 = 2,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{15}{285} = 0,052 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,003 < 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

- Il n'est nécessaire de calculer la flèche

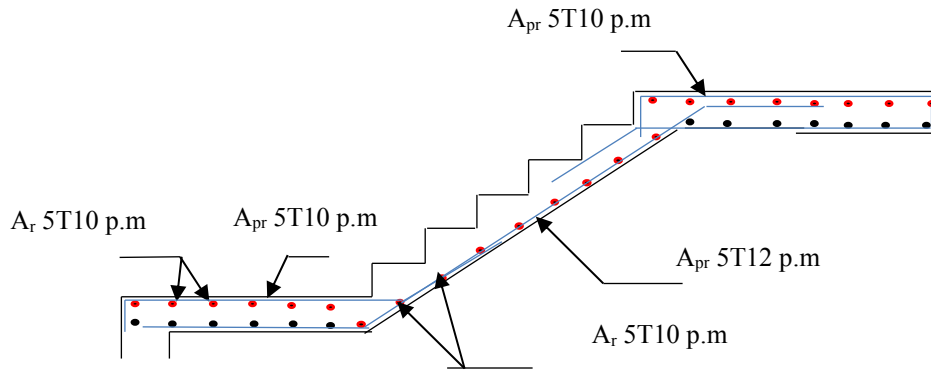


Figure 0-23. Représentation du ferrailage de l'escalier

IV.2.7-Etude de la poutre palière :

1) Dimensionnement Selon le B.A.E.L 91/1999,

- Le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10} \Rightarrow 19\text{cm} \leq h \leq 28,5\text{cm}$$

$$\text{On prend : } h = 30\text{ cm} \text{ donc } d = 0,9h = 27\text{ cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45\text{ cm} \leq b \leq 12,6\text{ cm}$$

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

2) Les vérifications des conditions du R.P.A 99 ver 2003 :

$$h = 30\text{ cm} > 30\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$b = 25\text{ cm} > 20\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 ; \text{Condition vérifiée,}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière (30×30) cm²

3) Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25\text{ kN/m}$$

$$\text{Poids de murs situés la poutre : } G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,06\text{ KN /m}$$

$$\text{Charge d'escalier : } 10,33 + 13,56 = 23,89\text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1,35 \times (23,89 + 2,25 + 2,06) + (1,5 \times 2,5) = 41,82\text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 2,06 + 23,89 + 2,5 = 30,7\text{ KN /m}$$

Calcul des sollicitations à l'E.L. U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{41,82 \times 2,85^2}{8} = 42,06\text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 36,09\text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 16,98\text{ kN.m}$$

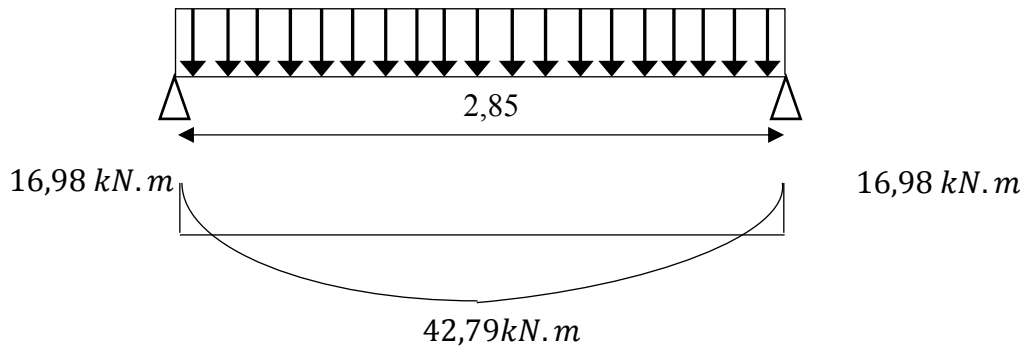
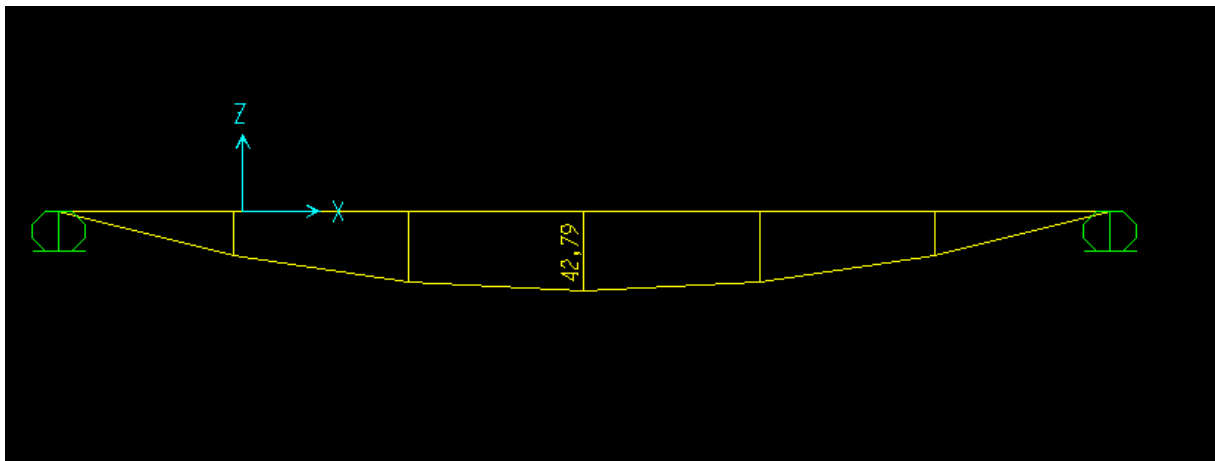
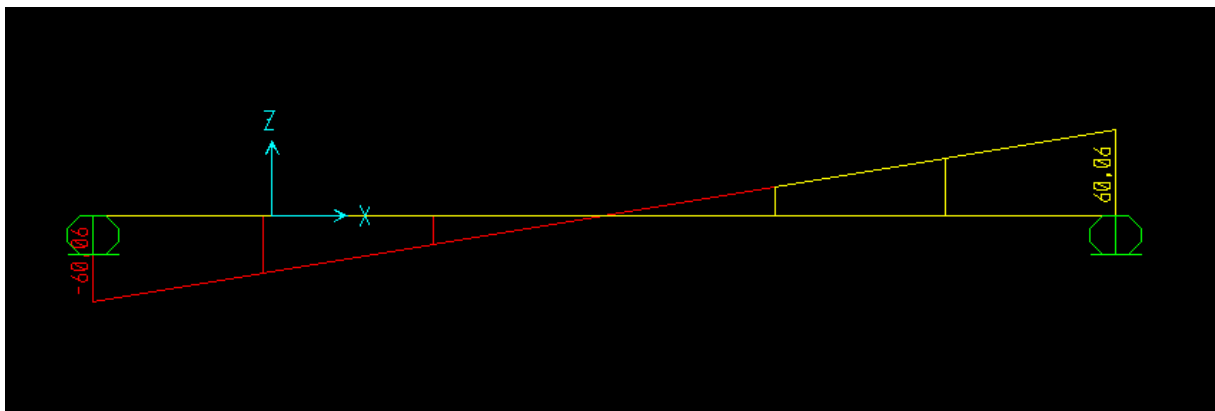


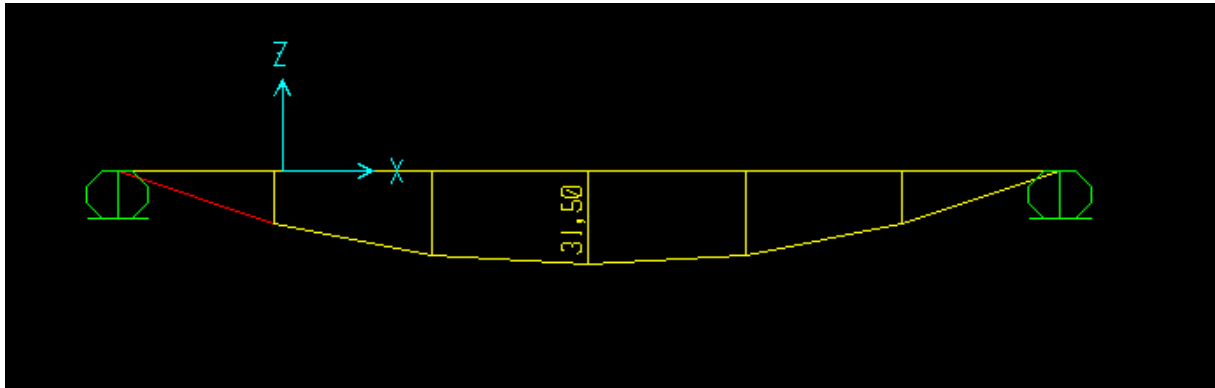
Figure 0-24. Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

MOMENT FLECHISSEMENT :E.L.U



EFFORT TRANCHANT :E.L. U



MOMENT FLECHISSENT : E.L. S**4) Calcul du ferrailage à l'E.L. U :**

On a : $b = 30\text{ cm}$; $h = 30\text{ cm}$; $d = 0,9h = 27\text{ cm}$

➤ En travée :

- Le moment ultime :

$$M_t = 31,50\text{ kN}, m$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{31,5 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,116 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,938$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,5 \times 10^3}{0,938 \times 27 \times 348} = 4,09\text{ cm}^2 / ml$$

On prend comme choix **3T12FIL+1T12CHP** avec : $A_{adm} = 4,52\text{ cm}^2 / ml$

➤ Sur appuis :

- Le moment ultime :

$$M_a = 16,98\text{ kN}, m$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,98 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,055 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9705$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,98 \times 10^3}{0,9705 \times 27 \times 348} = 1,86\text{ cm}^2 / ml$$

- On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39\text{ cm}^2 / ml$

IV.2.8- Vérification de la poutre palière

1) Vérification à l'E.L. U :

Condition de non-fragilité : BAEL 91

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :BAEL91

$$A_L = 0,1\%b \times h = 0,001 \times 30 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :BAEL 91

$$T_u = 60,06 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{60,06 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.741 \text{ Mpa.}$$

- Comme la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.741 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2) Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{42,79}{31,50} = 1.36$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \left(\frac{1,35 - 1}{2}\right) + \left(\frac{25}{100}\right) = 0.425 > \bar{\alpha} = 0.293 \Rightarrow C.V$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_L) = \max(4,09; 0,98; 0,9) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4,09 \text{ cm}^2; \text{ On prend : } A = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Ferraillage adopté :

	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_L (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	4,09	0,98	0,9	4,09	4T12 = 4,52
Appuis	1,86	0,98	0,9	1,86	3T12 = 3,39

- Ferraillage des armatures transversales :

a- Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{8,57 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b- L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$= \min\{24,3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm}; 14 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c-La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,6}{1,87} = 9,05 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{285} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,105 > 0,0625; \text{ Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{30}{285} > \frac{26,78}{10 \times 12,6} \Rightarrow 0,105 > 0,085; \text{ Condition vérifiée ,}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2/f_e \Rightarrow \frac{3,93}{30 \times 27} \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,0049 < 0,0105; \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

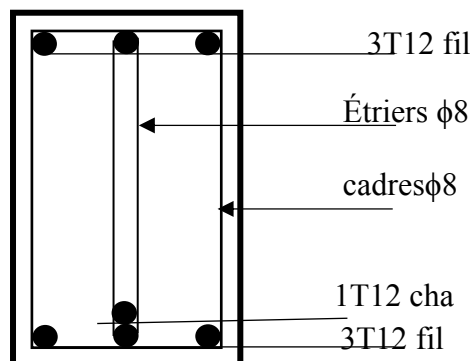
Dessin de ferrailage de la poutre palière :

Figure 0-25. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.3-Balcon :

IV.3.1-Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

Résistance à la flexion

Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.

Donc on adopte $e = 15\text{cm}$

Dans notre étude, le type de balcon :

Un seul type : Balcon encastré

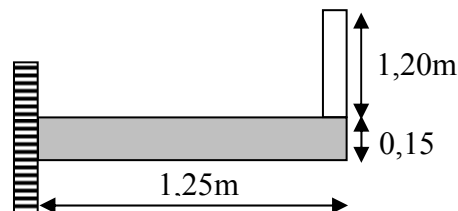


Figure 0-26. Schéma représente le type de balcon

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

IV.3.2-Calcul de balcon :

Descente de charge :

$$\text{Poids propre } G = 5,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Surcharge } Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ kN/m}^2 ; \text{ charge surfacique}$$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 8,77 \text{ kN/m}^2 ; \text{ charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ kN/m}^2 ; \text{ charge linière}$$

$$Q_{\text{ser}} = 8,77 \times 1 = 8,77 \text{ kN/m}^2 ; \text{ charge linière}$$

Calcul de la charge concentrée :

$$P_{\text{mur}} = \delta \times b \times h \times l = 9 \times 0,1 \times 1,2 \times 1 = 1,08 \text{ kN}$$

- Enduit en ciment :

$$P_{\text{Extérieur}} = 0,18 \times 2 \times 1,2 \times 1 = 0,432 \text{ kN}$$

$P_{interieur} = 0,18 \times 1,5 \times 1,2 \times 1 = 0,324 \text{ kN}$

$P_{end} = 0,432 + 0,324 = 0,756 \text{ kN}$

$P_{totale\ mur} = 1,08 + 0,756 = 1,836 \text{ kN}$

Avec un erédution de 20% de la charge du aux ouvertures on aura :

$P_{mur} = 80\% \times 1,836 = 1,46 \text{ kN}$

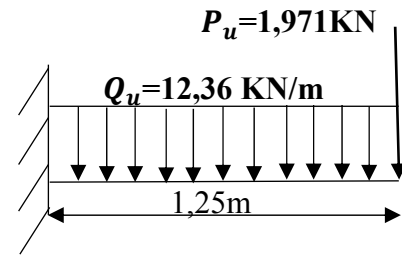
$P_{u\ mur} = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 \times 1,46 = 1,971 \text{ kN}$

Calcul de moment max et l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l$$

$$M_{max} = -\left(\frac{12,36 \times 1,25^2}{2}\right) - (1,971 \times 1,25) = -12,12 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (12,36 \times 1,25) + 1,971 = 17,42 \text{ kN}$$



➤ Ferrailage :

$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,12 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,0452 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,976$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,12 \times 10^3}{0,976 \times 13,50 \times 348} = 2,64 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 et $A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adpt} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Tableau 0-3. Ferrailage de balcon

M(KN.m)	μ	β	A'	Acal(cm)	Aadop(cm ² /ml)	Ar=As/4	Aadop(cm ² /ml)
12,12	0,0452	0,976	0,00	2,64	4T10Pm As=3,14 St=25 cm	0,78cm ²	4T8 Ar=2,01 St=25cm

➤ Vérifications :

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28}/f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A=3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée.

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,42 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,13 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1) $\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée.

2) Il n'ya pas de reprise de bétonnage , donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu} = \frac{17,42 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 0,95 \text{ MPa}$$

$n=4$ nombre d'armature longitudinales tendues

$\mu = \pi = 3,77 \text{ cm}$; Périmètre d'armatures tendues ;

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$

$\tau_{se} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

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

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = - \frac{8,77 \times 1,25^2}{2} - (1,46 \times 1,25) = 5,03 \text{ kN.m}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 3,65)^2) = 6190,66 \text{ cm}^4$$

- Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,03 \times 10^3}{6190,66} \times 3,65 = 2,95 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,95 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

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

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

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{5,03 \times 10^3}{6190,66} \times (13,50 - 3,65) = 120,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 120,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \frac{h}{2} + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,32 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,68^3}{3} + \frac{100 \times 7,32^3}{3}$$

$$+ (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,68)^2) = 29768,99 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$\begin{aligned} F &= \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,25^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[\frac{8,77 \times 1,25}{8} + \frac{1,46}{3} \right] \\ &= 0,037 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{125}{250} = 0,5cm$$

$$F_{cal} = 0,037 cm < F_{adm} = 0,5 cm \dots\dots\dots \text{Condition V\u00e9rifi\u00e9e}$$

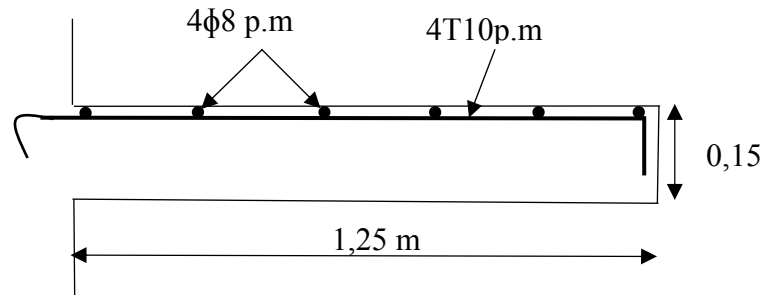


Figure 0-27. Ferrailage du balcon

Chapitre V: Étude sismique

V.1-Généralités sur les séismes :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

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. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2-Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3-Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse

V.3.1-Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2-Analyse Modale Spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout le maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle.

Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3-Méthode du calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS 9.7.0 » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction ; Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisi « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

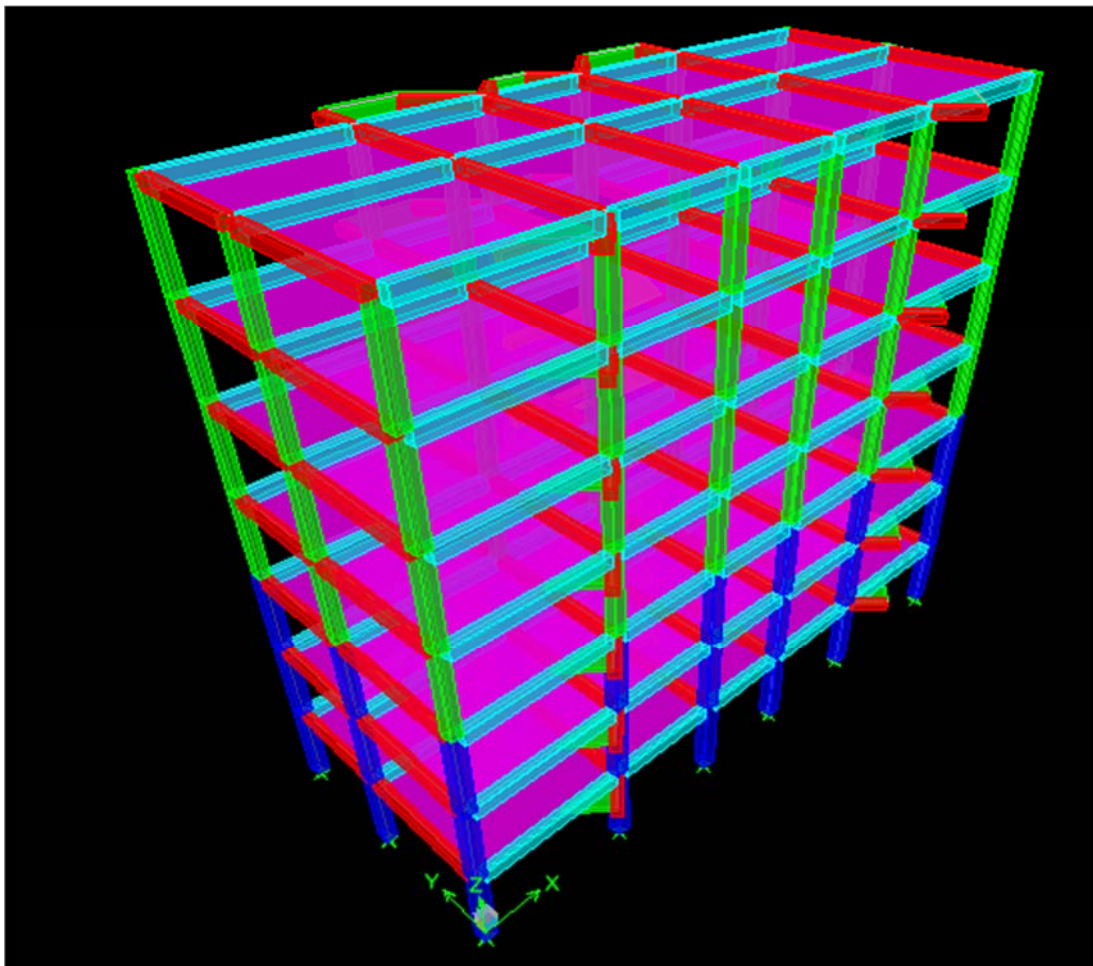


Figure 0-28. Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.3.4-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % :

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$$

$$avec: \bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation Massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

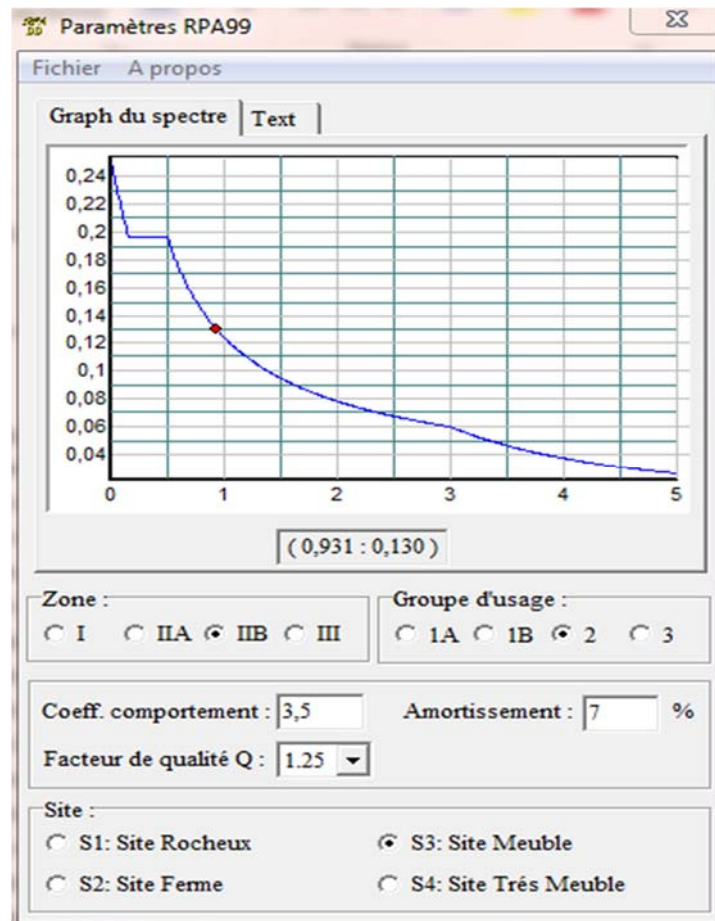


Figure 0-29. Spectre de réponse

V.4.3-disposition des voiles de contreventement :

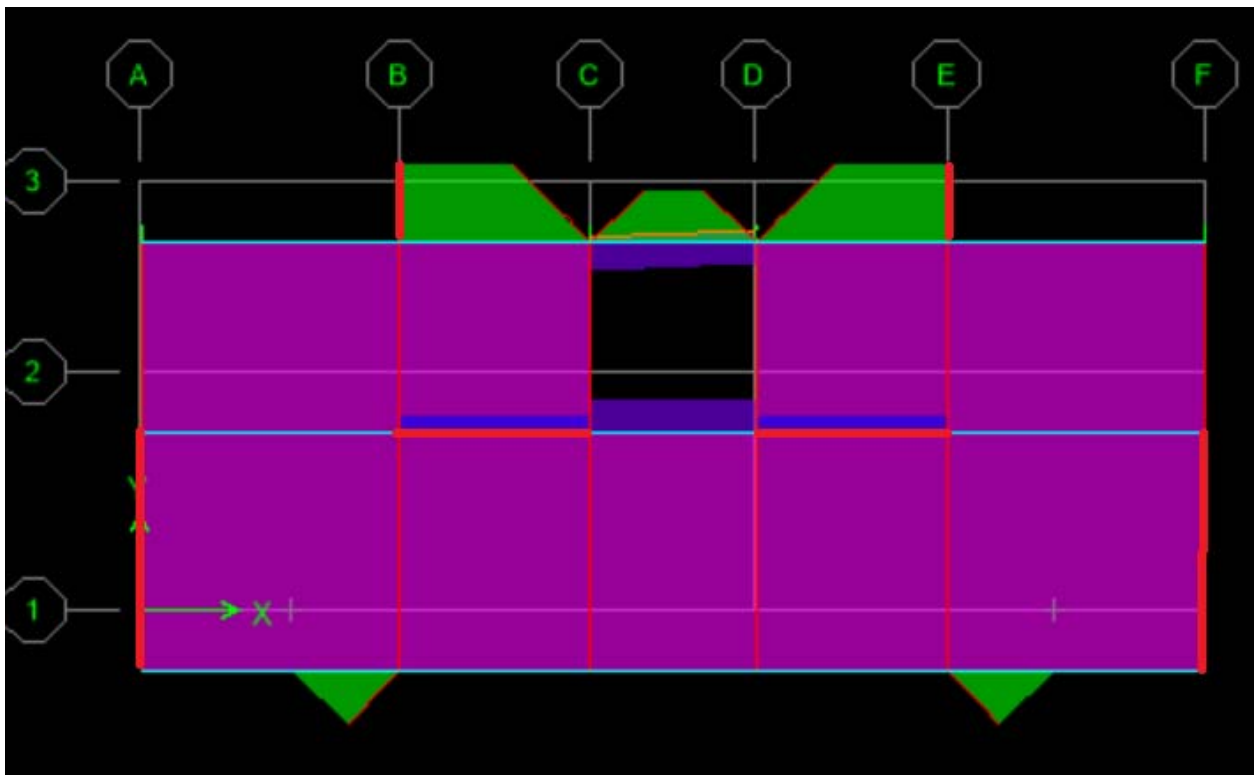


Figure 0-30. Disposition des voiles de contreventement

V.4.4-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 horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIb) avec un groupe d'usage 2.

Tableau 0-4. Coefficient d'accélération de zone « A »

Zone Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Donc **A = 0,20**

- **D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du RPA 2003 $\rightarrow \xi = 7 \%$

Tableau 0-5. Pourcentage d'amortissement critique ξ

Structures \ Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.88$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau → $h_N = 21,42\text{m}$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003 → $C_t = 0.05$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.05 \times 21,42^{3/4} = 0,497 \text{ sec}$$

$$T_{\text{Emp}} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}} \rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{0,09 \times 21,42}{\sqrt{20,95}} = 0,42 \text{ s} \\ T_y = \frac{0,09 \times 21,42}{\sqrt{8,65}} = 0,67 \text{ s} \end{cases}$$

Sens x : $T_x = \min (T_x ; T) \Rightarrow T_x = 0,42 \text{ s}$

Sens y : $T_y = \min (T_y ; T) \Rightarrow T_y = 0,49 \text{ s}$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :(Tableau 4.7)

Tableau 0-6. Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

On a un sol meuble ⇒ site 3 donc :

$$T_1 = 0,15 \text{ sec et } T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

On a :

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,49 \leq 0,50$$

$$D = 2,5\eta = 2,20$$

$$Q : \text{Facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Tableau 0-7. Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Control de la qualité des matériaux	0	0,05
Control de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,010) = 1,25$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$\rightarrow R = 3,5$$

V.4.5-Lepoids total de la structure :

Tableau 0-8. Poids de la structure

Niveau	W
6	186,53
5	187,48
4	189,94
3	189,94
2	192,10
1	193,98
RDC	194,06
TOTAL	1334,0491

$$W = \sum_1^6 M \times 9,81 = 13086,83 \text{ kN}$$

V.5-Vérification des forces sismiques :

$$\triangleright (V_{dy} > 80\%V_{st}) ?$$

V.5.1 -Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,20 \times 2,20 \times 1,20 \times 13086,83}{3,5} = 2056,53 \text{ kN}$$

Selon le **RPA99 ver. 2003** On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** du résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS 9.7.0 :

Tableau 0-9. Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (kN)	V_{dy} (kN)
Forces sismiques	1925,5	1905,38

$$V_{dx} = 1925,50 \text{KN} > 80 \% V_{st} = 1579,39 \text{KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$V_{dy} = 1905,38 \text{KN} > 80 \% V_{st} = 1579,39 \text{KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

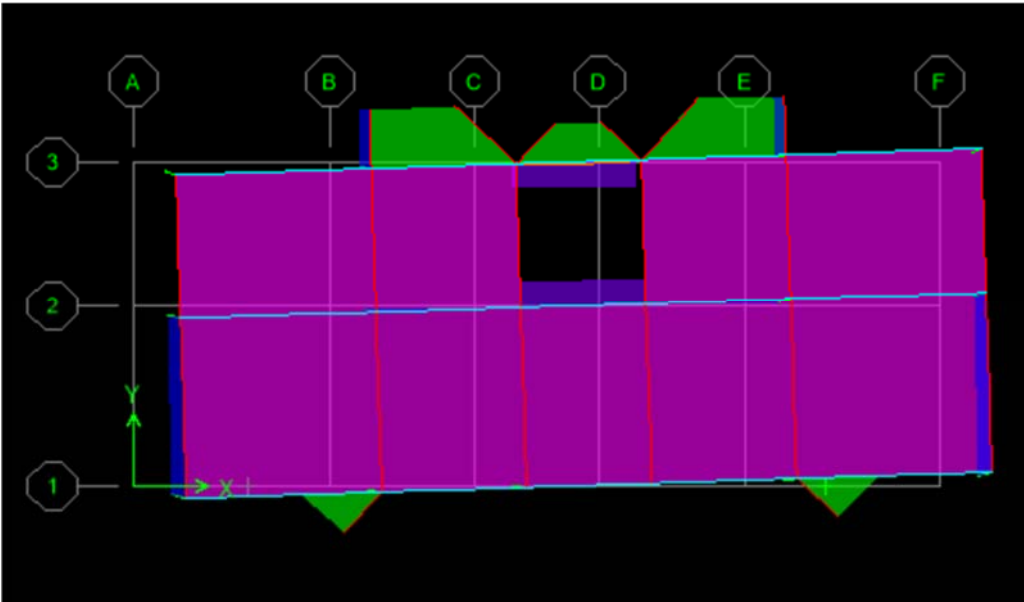
V.5.2- Nombre des modes a considérée :

Tableau 0-10. Nombre de modes à considérer selon le RPA99 ver 2003

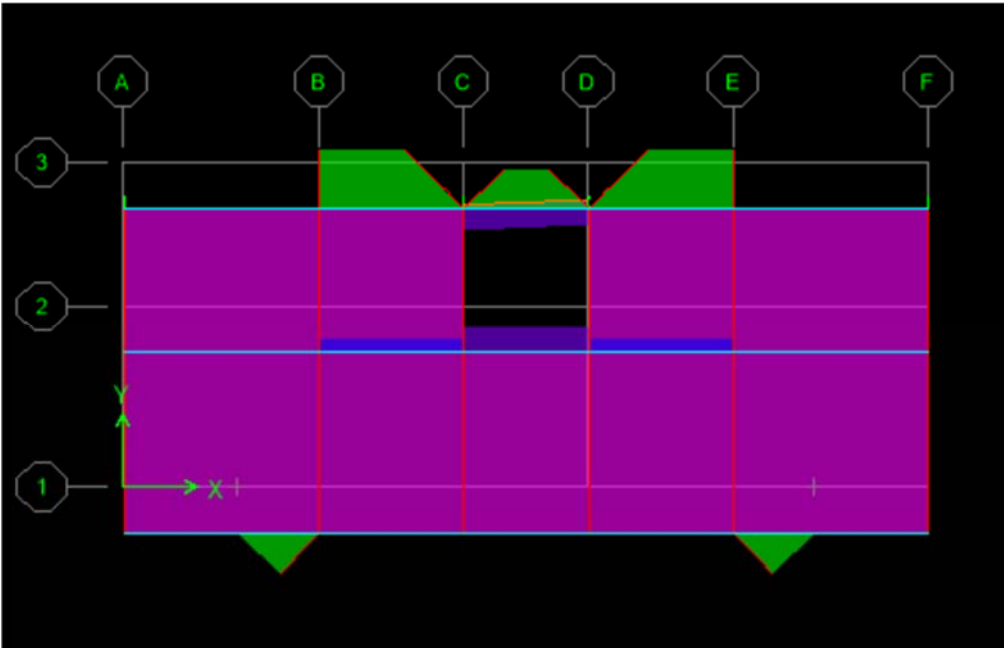
Mode	Period	%Masse effectiveX	%Masse effectiveY	Cumul/X	Cumul/Y
1	0,417333	0,0196	68,0137	0,0196	68,0137
2	0,387484	68,2721	0,0211	68,2918	68,0348
3	0,315506	2,9191	0,0002	71,2109	68,035
4	0,104956	17,5045	0,0038	88,7153	68,0389
5	0,092242	0,0023	20,5	88,7176	88,5389
6	0,067013	0,0189	0,0001	88,7366	88,5389
7	0,048116	6,6142	0	95,3508	88,5389
8	0,040256	0	6,7721	95,3508	95,311
9	0,034918	0,0047	0,0045	95,3555	95,3155
10	0,032368	0,0043	0,0636	95,3598	95,3791
11	0,029887	2,8098	0	98,1696	95,3791
12	0,029167	0,0131	0	98,1827	95,3791

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

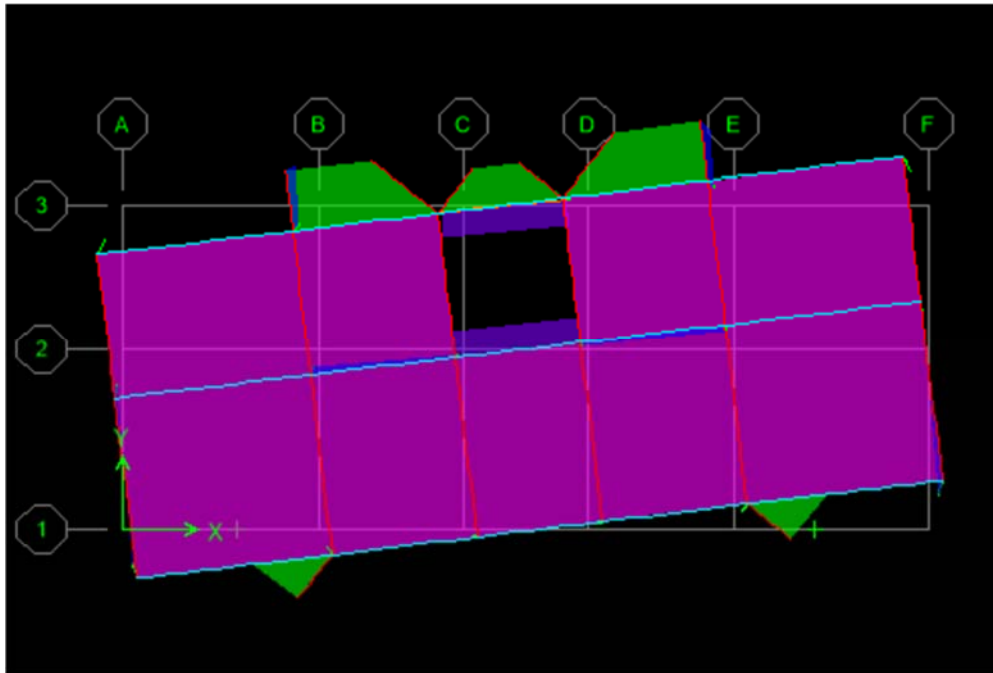
➤ **Mode 01**



➤ **Mode 02**



➤ Mode 03



V.5.3-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{\text{dyn}} = 0,41 \text{ s}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,41 < 1,3 T_x = 1,3 \times 0,42 = 0,55 \text{ sec} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

V.5.4-Vérification des facteurs de participation massique :

On constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 Version 2003 ART 4.3.4.a :

- Le 1er mode est un mode translation selon l'axe X
- Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y
- Le 3eme mode est mode rotation

V.5.5- Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ Avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 3,5.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau 0-11. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens X)

Niveau	δ_{ekx}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ekx}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_c (m)
6	0,0042	0,0195	0,003	0,0306
5	0.0035	0,0175	0,003	0,0306
4	0.0029	0,0145	0,0035	0,0306
3	0.0022	0,011	0,0035	0,0306
2	0.0015	0,0075	0,003	0,0306
1	0.0009	0,0045	0,003	0,0306
R.D.C	0.0003	0,0015	0,0015	0,0306

Tableau 0-12. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage (sens Y)

Niveau	δ_{ekY}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ekY}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_c (m)
6	0.0035	0,016	0,003	0,0306
5	0.0029	0,0145	0,0025	0,0306
4	0.0024	0,012	0,003	0,0306
3	0.0018	0,009	0,0025	0,0306
2	0.0013	0,0065	0,003	0,0306
1	0.0007	0,0035	0,002	0,0306
R.D.C	0.0003	0,0015	0,0015	0,0306

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1\%h_e = 0.0306$; donc la Condition est Vérifiée.

V.6. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.). Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

M_i : Masse de l'élément considéré.

X_1 : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox).

Y_1 : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

V.6.6 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes rigides dans leur plan, le RPA99/Version2003 (art4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre du torsion).

L'excentricité théorique résultant des plans.

• L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_G - Y_{ct}|$$

plancher	W étage (t)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		x_G	y_G	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
6	186,5308	15,213	8,334	15,261	7,918	0,048	0,416
5	187,4854	15,208	8,334	15,4	7,97	0,192	0,364
4	189,9440	15,202	8,332	15,557	8,04	0,355	0,292
3	189,9440	15,202	8,332	15,715	8,129	0,513	0,203
2	192,1045	15,187	8,32	15,8	8,257	0,613	0,063
1	193,9804	15,242	8,333	15,489	8,541	0,247	0,208
RDC	194,0600	13,052	10,498	13,844	10,717	0,792	0,219
Total	1334,0491						

Tableau: L'excentricité.

V.6.2-Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$P_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,7 \times T \times V & \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : **T = 0,39 Sec < 0.7 Sec.**

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: Poids revenant au plancher $i ; j$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » ;

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau 0-13. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x)

Niveau	R.D.C	1	2	3	4	5
Hauteur	3,74	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
W_i	4275,2961	4243,4136	4175,0379	4119,219	4119,219	3613,8078
Δ_{kx}	0,0015	0,002	0,003	0,0025	0,003	0,0025
V_{kx}	1265.99	1195.36	1074.09	904.39	642,61	389.89
P_k	4275,2961	8518,7097	12693,7476	16812,9666	20932,1856	24545,9934
$\theta < 0,10$	0,00135	0,00465	0,0115	0,01518	0,03193	0,05143

$\theta_k \leq 0,1 \dots \dots \dots \Rightarrow$ Effet (P - Δ) peut être négliger.
 si $\left\{ \begin{array}{l} 0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 \dots \dots \dots \Rightarrow$ Amplifiant les effets de $\frac{1}{1 - \theta_k}$
 $\theta_k > 0,2 \dots \dots \dots \Rightarrow$ structure instable et doit être redimensionnée.

Tableau 0-14. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens-Y)

Niveau	R.D.C	1	2	3	4	5
Hauteur	3,74	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
W_i	4275,2961	4243,4136	4175,0379	4119,219	4119,219	3613,8078
Δ_{ky}	0,0015	0,002	0,003	0,0025	0,003	0,0025
V_{ky}	1271,06	1196,31	1073,37	904.79	685.93	396.61
P_k	4275,2961	8518,7097	12693,7476	16812,9666	20932,1856	24545,9934
$\theta < 0,10$	0,0014	0,0046	0,0116	0,0151	0,0299	0,0505

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc, l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversales et Longitudinal.

Chapitre VI:

Étude des portiques

Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du cas le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

– Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

$G + Q$ à l'E.L.S

– Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations. Ils sont sollicités en flexion composée.

– Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99)

$1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U

$G + Q$ à l'E.L.S

– Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.1-Ferraillage des poutres :

VI.1.1-Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferraillage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99 ver 2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} : 0,8G \pm E \\ S_{p2} : G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$si : \begin{cases} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \end{cases}$$

situation accidentelle				situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

VI.1.2- Armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% (b \times h)$
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% (b \times h)$ (Zone courante)
 $A_{max2} = 6\% (b \times h)$ (Zone de recouvrement)
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40Φ en zone I
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

VI.1.2.1- Sens longitudinal Poutre Principale

Armatures longitudinales « poutre principale (30x45) cm² »

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%(b \times h) = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%(b \times h) = 4 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{54 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{81 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 45 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400\text{MPa}$

- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa
- Fissuration peu préjudiciable

Les résultats seront résumés sous forme des tableaux :

Tableau 0-15. Moments max des Poutres principales de rive (30×45)

Niveau	Position	Moments max (KN. m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	78,08	90,90	1,16	90,90	106,71
	Travées	52,75	47,11	0,89	52,75	
étage courant	Appui	75,49	121,33	1,61	121,33	105,58
	Travées	50,14	102	2,03	102	
RDC	Appui	75,26	83,16	1,11	75,26	105,39
	Travées	49,78	48,31	0,98	49,78	

Tableau 0-16. Moments max des Poutres principales intermédiaires (30×45)

Niveau	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	44,58	122,37	2,75	122,37	117,81
	Travées	23,23	89,98	3,87	89,98	
étage courant	Appui	43,59	121,33	2,78	121,33	104,66
	Travées	24,08	102	4,24	102	
RDC	Appui	35,55	66,35	1,87	66,35	103,24
	Travées	24,05	48,13	2	48,13	

VI.1.2.2- Sens transversale Poutre Secondaire

❖ Armatures longitudinales « poutre secondaire (30×45) cm² »

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h) = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(b \times h) = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Tableau 0-17. Moments max des Poutres secondaires de rive (35x40) cm²

Niveau	Position	Moments max (kN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (kN.m)	T max (kN)
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	8,08	56,47	6,98	56,47	36,10
	Travées	5,51	45,26	8,22	45,26	
étage courant	Appui	4,97	59,59	8,44	59,59	37,12
	Travées	3,04	53,12	17,7	53,12	
RDC	Appui	4,70	24,03	5,11	24,03	17,44
	Travées	3,04	19,90	6,55	19,90	

Tableau 0-18. Moments max des Poutres secondaires intermédiaires (35x40) cm²

Niveau	Position	Moments max (kN.m)		Rapport M1/M2	Moments de calcul (kN.m)	T max (kN)
		Msp1	Msp2			
Terrasse	Appui	14,32	38,68	2,7	38,68	23,93
	Travées	5,28	30,63	5,8	30,63	
étage courant	Appui	17,08	34,58	1,94	34,58	182,26
	Travées	7,42	21,68	2,92	21,68	
RDC	Appui	12,24	61,87	5,05	61,87	108,74
	Travées	9,22	42,65	4,63	42,65	

VI.1.3-Exemple de calcul :

VI.1.3.1-Poutre principales (30x45)cm²:

➤ Sur appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 75,49 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 121,33 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}} = 1,6 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{121,33 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,174 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,904$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{121,33 \times 10^3}{0,904 \times 40,5 \times 348} = 9,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{scol} = 9,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 9,52 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T16+3T14** ce qui nous donne **A= 10,65cm²**

➤ En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 50,14 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 102 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 2,03 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2)$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{102 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,146 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,971$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{102 \times 10^3}{0,971 \times 40,5 \times 348} = 7,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{scol} = 7,45 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 7,45 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

VI.1.3.2-Vérification :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{105,58 \times 10}{30 \times 40,5} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{1,15} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

c) Calcul des armatures transversales :

c.1) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{12,86 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 8 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

c.2) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{36,45 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003:

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l\right\} = \min\{11,25; 30 \text{ cm}; 9,6 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

c-4) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,195 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 35}{235} = 0,059 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{On prend} \begin{cases} A_t \geq 0,059 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2 \\ 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 105,58 \text{ kN}$$

$$M_{app} = 122,37 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{app}}{Z} = \frac{122,37}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 162,58 \text{ kn} > 55,04 \text{ kn}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

e) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 105,58 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,052 \text{ m} = 5,2 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 36,45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}$$

$$a = 26 \text{ cm} > 5,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition Vérifiée}$$

f) Entraînement des armatures :**f-1) Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 105,58 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 6$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{105,58 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 1,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,1 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

f-2) Ancrage des armatures tendues :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre ($b = 30 \text{ cm}$),
on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone IIb.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 60 \text{ cm} \\ \Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 17,98 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 1,29 \text{ cm}^2$$

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 17,5y^2 + 19,35y - 783,675 = 0$$

$$\rightarrow y = 6,67 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 6,67^3}{3} + (15 \times 1,29 \times (40,5 - 6,67)^2) \\ = 25607,45 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{17,98 \times 10^3}{25607,45} \times 6,67 = 4,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{17,98 \times 10^3}{25607,45} \times (40,5 - 6,67) = 38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$M_{Tmax} = 107,94 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(16,8+2,14) \times (4,60)^2}{8} = 50,09 \text{ KN.m (à l'ELS)}$$

$$A_s = 3,63 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,09 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,07 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.1.4-Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poutres :

Tableau 0-19. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive (30x45) cm²

Niveau	Position	Moment (kN. m)	As(cal)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	90,90	7,86	6,75	3T14+3T12	8,01
	Travées	52,75	3,90		3T14+3T12	8,01
E.C	Appui	121,33	9,52	6,75	3T16+3T14	10,65
	Travées	102	7,54		3T14+3T12.	8,01
R.D.C	Appui	83,16	6,29	6,75	3T14+3T12	8,01
	Travées	49,78	3,67		3T14+3T12	8,01

Tableau 0-20. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires (30×45) cm²

Niveau	Position	Moment (KN. m)	As(cal)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	122,37	9,62	6,75	3T16+3T14	10,65
	Travées	89,98	6,85		3T14+3T12	8,01
E.C	Appui	121,33	9,52	6,75	3T16+3T14	10,65
	Travées	102	7,54		3T14+3T12.	8,01
R.D.C	Appui	66,35	4,96	6,75	3T14+3T12	8,01
	Travées	48,13	3,54		3T14+3T12	8,01

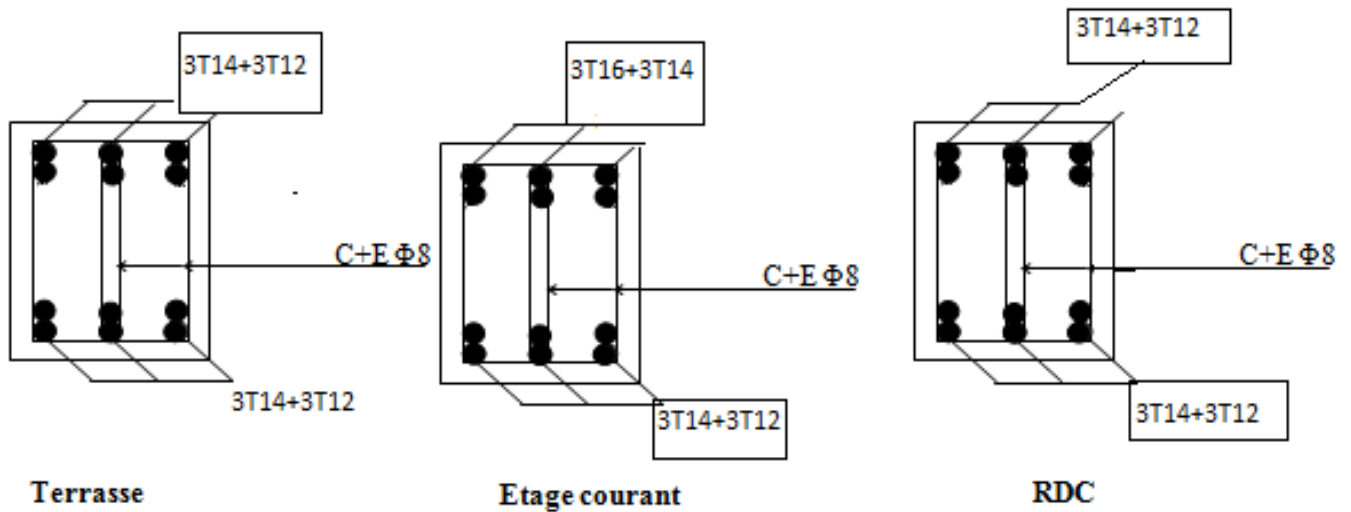
Tableau 0-21. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive (35x30) cm²

Niveau	Position	Moment (KN. m)	As(cal)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	56,47	5,55	5,25	3T12+3T12	6,78
	Travées	45,26	4,38		3T14+3T12	6,78
E.C	Appui	59,59	5,87	5,25	3T14+3T12	6,78
	Travées	53,12	5,20		3T14+3T12	6,78
R.D.C	Appui	24,03	2,26	5,25	3T14+3T12	6,78
	Travées	19,90	1,86		3T14+3T12	6,78

Tableau 0-22. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires (35×30) cm²

Niveau	Position	Moment (KN. m)	As(cal)	As (min)	Choix	As (adopté)
Terrasse	Appui	38,68	3,71	5,25	3T14+3T12	6,78
	Travées	30,63	2,90		3T14+3T12	6,78
E.C	Appui	34,58	3,30	5,25	3T14+3T12	6,78
	Travées	21,68	2,03		3T14+3T12	6,78
R.D.C	Appui	61,87	6,13	5,25	3T14+3T12	6,78
	Travées	42,65	4,12		3T14+3T12	6,78

Schémas des ferrillages :



1. schéma de ferrillage des poutres principales

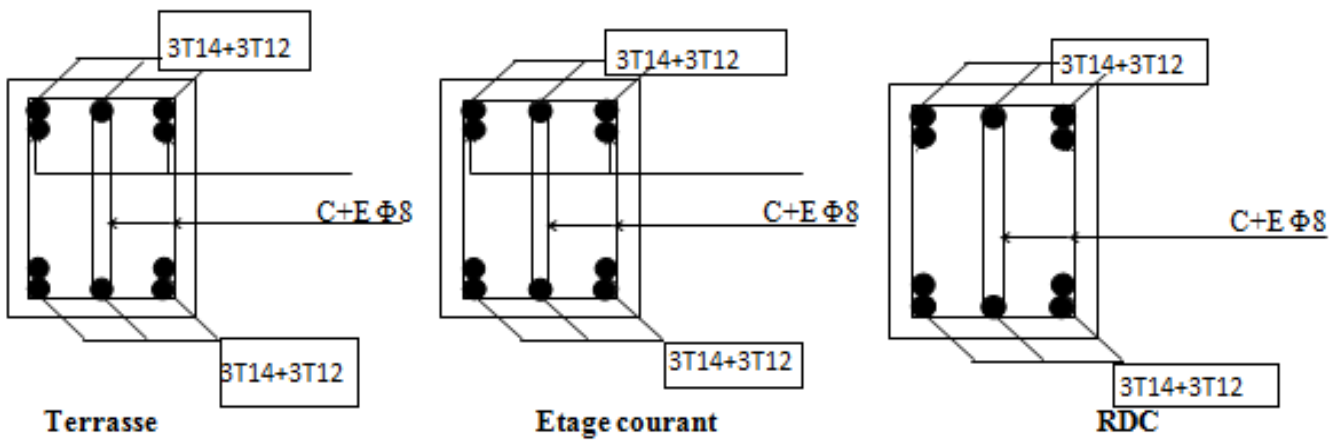


Figure 0-31. Schémas de ferrillage des poutres

VI.2-Ferrailage des poteaux :

VI.2.1-Méthode de calcul :

➤ Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\text{Sollicitations de 1}^{\text{ème}} \text{ genre (BAEL 91)} : \begin{cases} S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \\ S_{p1} = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_3 \end{cases}$$

$$\text{Sollicitations 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_6 \end{cases}$$

situation accidentelle				situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

VI.2.2-Ferrailage exigé par R.P.A 99 version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIb)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIb)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIb).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau.

Tableau 0-23. Les sections min et max imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	Asmin=0,8%b.ht	Amax1=4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(35x35) cm ²	9,8cm ²	49cm ²	73,5 cm ²
(40x40) cm ²	12,8cm ²	64cm ²	96 cm ²

VI.2.3-Exemple de calcul :

VI.2.3.1-Poteau de rive (RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage)

➤ Section (40x40) cm²

1.a-Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b = 40$ cm.
- hauteur de la section $h_t = 40$ cm.
- Enrobage $c = 2,5$ cm.
- Hauteur utile $d = 36$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

VI.2.3.2-Combinaison du 1^{ère} genre :

$$N_{\max} = 92,33 \quad M_{\text{coresp}} = 7,69 \text{ kN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 7,69/92,33 = 0,083 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 92,33 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,083 \right) = 47,37 \text{ kN.m}$$

a) Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 92,33 < 1836,32 \dots \dots C.V \\ M_u = 47,37 < 331,6 \dots \dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

$$N_{\min} = 1005,31 \quad M_{\text{coresp}} = 4,29$$

• Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 4,29/1005,31 = 0,0043 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1005,31 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0043 \right) = 165,17$$

b) Vérification si la section est surabondante :

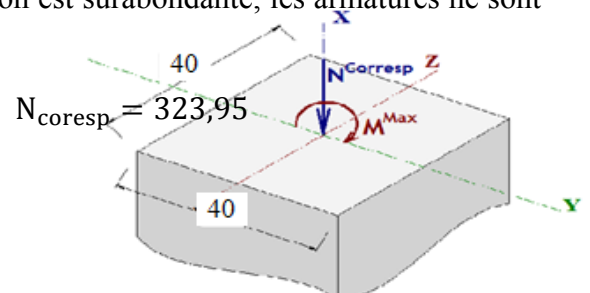
$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1005,31 < 1836,32 \dots \dots C.V \\ M_u = 165,17 < 3713,15 \dots \dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

$$M_{\max} = 28,02$$

• Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 28,02/323,95 = 0,086 \text{ m}$$



$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 323,95 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,086 \right) = 79,69$$

c) **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 323,95 < 1836,32 \dots\dots C.V \\ M_u = 79,69 < 1175,81 \dots\dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

VI.2.3.3-Combinaisons du 2eme genre :

$$N_{\max} = 1032,5 \text{ kN} \quad M_{\text{coresp}} = 5,43 \text{ kN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 5,43/1032,5 = 0,0052 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1032,5 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0052 \right) = 170,57 \text{ KN.m}$$

a) **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1032,5 < 1836,32 \dots\dots C.V \\ M_u = 170,57 < 3816,26 \dots\dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

$$N_{\min} = 1363,86 \text{ kN} \quad M_{\text{coresp}} = 13,6 \text{ kN.m}$$

• **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 13,6/1363,86 = 0,01 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 0,35 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,01 \right) = 231,86 \text{ KN.m}$$

b) **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1363,86 < 1836,32 \dots\dots C.V \\ M_u = 231,86 < 5084,58 \dots\dots C.V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

$$M_{\max} = 63,26 \text{ kN.m} \quad N_{\text{coresp}} = 643,77 \text{ kN}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 63,26/643,77 = 0,098 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 643,77 \times \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,098 \right) = 166,09 \text{ KN.m}$$

c) **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 643,77 < 1836,32 \dots \dots C.V \\ M_u = 166,09 > 2355,77 \dots \dots C..V \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

VI.2.4-Les vérifications :

VI.2.4.1-Vérification de la contrainte de cisaillement

- « Le poteau le plus sollicité (40x40) cm² »

$$T_{\max} = 46,94 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = 46,94 \times \frac{100}{40 \times 36} = 3,36 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3,25\text{MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,36 < \tau_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI.2.4.2- Calcul des armatures transversales :

a) **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3 \quad \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est : **Φ8**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$$\rho_a : \text{Coefficient correcteur égale à : } \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) **Calcul de l'espacement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \text{ } \emptyset L; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \text{ } \emptyset L = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

c) **Calcul de l'élancement géométrique λ_g :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 5,36 > 5 \rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 40,20 \times 10}{40 \times 235} = 1,6 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

A_t/t .ben%est donnée comme suit:

$$\lambda_g = 5,36 > 5 \Rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Alors: Zone nodale: } \left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante: } A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte aux poteaux de RDC : } 4\phi 8 \text{ soit } S = 2,01 \text{ cm}^2$$

On adopte aux poteaux de RDC : **4φ8** soit **S = 2,01 cm²**

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

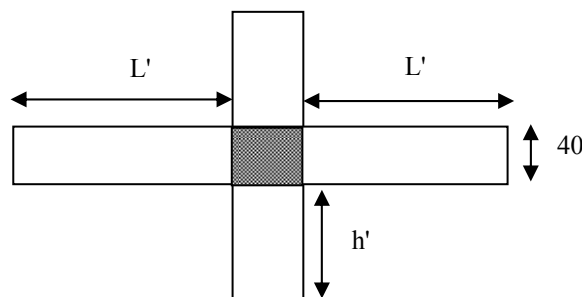


Figure 0-32. Zone nodale

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) = \text{max}\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

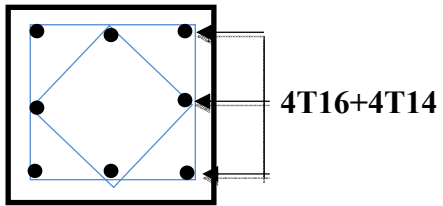
Tableau 0-24. Récapitulation du ferrailage des poteaux 1er genre

Étages	Efforts	Valeur en kN ; kN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
RDC à 02 ^{ème} étage (40x40) cm ²	N _{max}	92,33	0	12,8	4T16 + 4T14	14,20
	M _{corr}	7,69				
	N _{min}	1005,31	0			
	M _{corr}	4,29				
	M _{max}	28,02	0			
	N _{corr}	323,95				
	N _{max}	131,43	0	9,8	4T14 + 4T12	10,68
	M _{corr}	12,65				
	N _{min}	555,24	0			
	M _{corr}	3,58				
	M _{max}	23,32	0			
	N _{corr}	217,60				

Tableau 0-25. Récapitulation du ferrailage des poteaux 2eme genre

Étages	Efforts	Valeur en kN ; kN.m	As(calculer) (cm ²)	As(min) (cm ²)	Choix	As(cm ²)
03 ^{ème} étage a 06 ^{ème} étage	N _{max}	1032,5	0	12,8	4T16 + 4T14	14,20
	M _{corr}	5,43				
	N _{min}	1363,86	0			
	M _{corr}	13,60				
	M _{max}	63,26	0			
	N _{corr}	643,77				
(35x35) cm ²	N _{max}	298,58	0	9,8	4T14 + 4T12	10,68
	M _{corr}	8,69				
	N _{min}	575,4	0			
	M _{corr}	52,55				
	M _{max}	62,85	0			
	N _{corr}	94,10				

Poteau (40x40) cm²
R.DC-3^{er} étage



Poteau (35x35) cm²
3^{eme} -5^{eme} étage

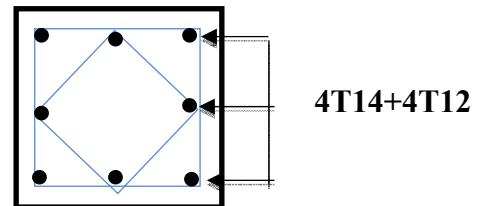


Figure 0-33. Dessin de ferrailages des sections des poteaux

Chapitre VII:

Étude des voiles

Introduction:

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

VII.1-Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

- Ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

VII.2-Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales

VII.3-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courante 0,10 %.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4-Ferrailage des voiles :

➤ Exemple de calcul :

Épaisseur du voile : type1

$$a > \frac{h_e}{22} = 14 \text{ cm}$$

On prend: **a = 20 cm**

$$A = (0,20 \times 3,00) + 0,4^2 = 0,92\text{m}^2$$

$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,00^3}{12} = 0,45 \text{ m}^4$$

$$V = 0,4 + \frac{3,00}{2} = 1,90 \text{ m}$$

$$A = 0,92 \text{ m}^2$$

$$I = 0,45 \text{ m}^4$$

$$V = 1,90 \text{ m}$$

$$N = 904,48 \text{ kN}$$

$$M = 21,90 \text{ kN.m}$$

$$T = 13,13 \text{ kN}$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{904,48}{0,92} + \frac{21,90 \times 1,9}{0,45} = 1,0755 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{904,48}{0,92} - \frac{21,90 \times 1,90}{0,45} = 0,8906 \text{ Pa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue". Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

1- Calcul des armatures verticales :

- D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a (\text{mm})$

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a : $St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml**.

2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement de 20 cm.

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins ; on prend donc **4φ8par m²**.

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 13,13 \times 10^3}{200 \times 300} = 0,306 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,306 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ **Condition Vérifiée**

Donc pas de risque de cisaillement

VII.5-Disposition des armatures :

1-armatures verticales :

– Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

– La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

– A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On à $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

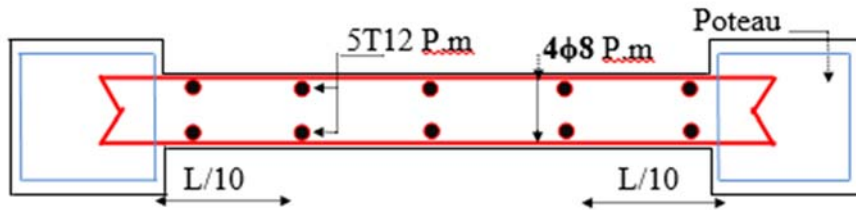


Figure 0-34. Disposition des armatures verticales dans les voiles

2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

3-Armatures transversales :

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.

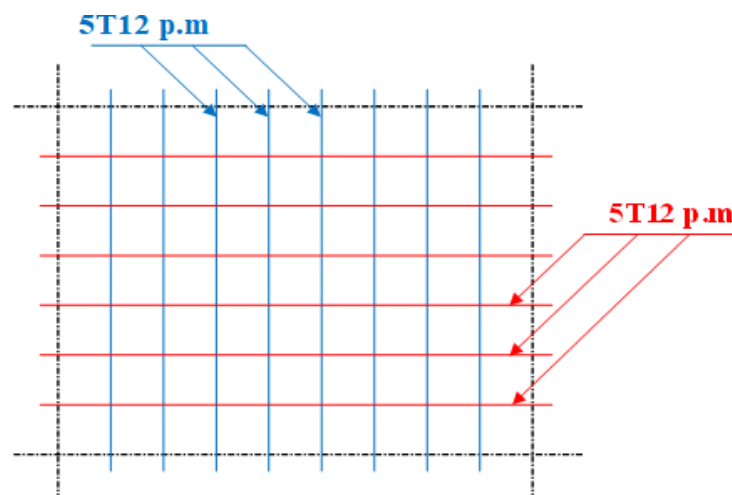


Figure 0-35. Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VIII:

Étude des fondations

INTRODUCTION :

La fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre. La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des autres caractéristiques du sol (humidité – compressibilité – gonflabilité – porosité – etc...). La fondation est constituée d'un bloc en béton armé appelé semelle. La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,00 m du sol peut être estimée à 80 cm à 1 m. pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau) la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure, une couche de Gros-béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur) composée de tout-venant + ciment + eau. La poussée des terres doit être prise en compte dans le calcul des fondations. C'est notamment le cas des terrains en pente où, s'il n'est pas pris de précautions particulières, les semelles supérieures peuvent exercer une poussée sur les semelles inférieures ou risquent d'amorcer un glissement d'ensemble. Lorsque le sol d'assise peut donner lieu à un glissement d'ensemble, il faut disposer les niveaux des fondations de telle sorte qu'une pente maximale de 2/3 relie les arêtes inférieures des semelles les plus voisines.

VIII.1 Classification des Fondations :

Les fondations peuvent être classées en 3 types:

- Fondations superficielles.
- Fondations semi-profondes.
- Fondations profondes.

VIII.2 CONNAISSANCE DU SITE ET DU SOL :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. Le rapport du sol donne les informations suivantes:

- Il s'agit d'un sol Argiles sableuses (Catégorie S3 site meuble)
- De faible à forte humidité et de faible à forte compacité. ($W\% = 14.84\%$)

- De Moyenne cohésion. (**c=0.40bars**)
- L'angle de frottement est de(**$\varphi=22^\circ$**)
- Le PH est proche de la neutralité.(**7.87**)
- Le pourcentage en sulfate s indique que l'agressivité est nulle.(**0%**)
- Le taux de car bon a tes est moyen.(**28%**)

VIII.3 ETUDEPRELIMINAIREDUCHOIXDETYPEDESEMELLE :

-Lastructureenquestionserafondéesurunsoldontlacontrainteadmissibleestde**2bars**

-Laprofondeurd'ancrage de**2,14mp**arrapportauniveaudusol.

-Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant:

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on adopte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VIII.4 CALCULDESSEMELLESISOLEES :

VIII.4.1Dimensionnement des semelles isolées :

Le calcul de "A et B "de la semelles se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre Statique:

$$e = M/N$$

Diagramme trapézoïdale : $[\frac{a}{b} \bar{\sigma}_{sol}]B^3 - [N].B - [3e_0b \bar{\sigma}_{sol}N] \geq 0$ (même pour A)

Diagramme triangulaire : $[1.995 \frac{a}{b} \bar{\sigma}_{sol}].B^3 - [3.99 \frac{a}{b} e_0b \bar{\sigma}_{sol}]B - [2N] \geq 0$ (même pour A)

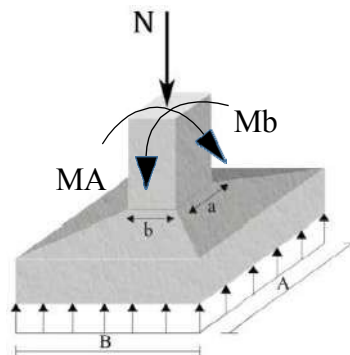


Figure VI.2: Semelle isolée

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

S	a (cm)	b (cm)	N (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	Diagramme	A _{cal} (m)	B _{cal} (m)	A _{ch} (m)	B _{ch} (m)	h _{cal} (cm)	h _{ch} (cm)
S1	40	40	1258.27	54.19	-8.33	Trapézoïdale	3,3	3,3	3,4	3,4	76	70
S2	40	40	921.69	-3.06	1.37	Trapézoïdale	2,87	2,87	2,8	2,8	61	60
S3	40	40	580.72	-1.80	0.99	Trapézoïdale	1.5	1.5	2.2	2.2	46	45

VIII.4.2 Remarque:

D'après les résultats , on remarque qu'il ya un chevauchement des semelles, on passe à l'étude des semelles filantes.

VIII.5 Pré dimensionnement des semelles filantes

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens: transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

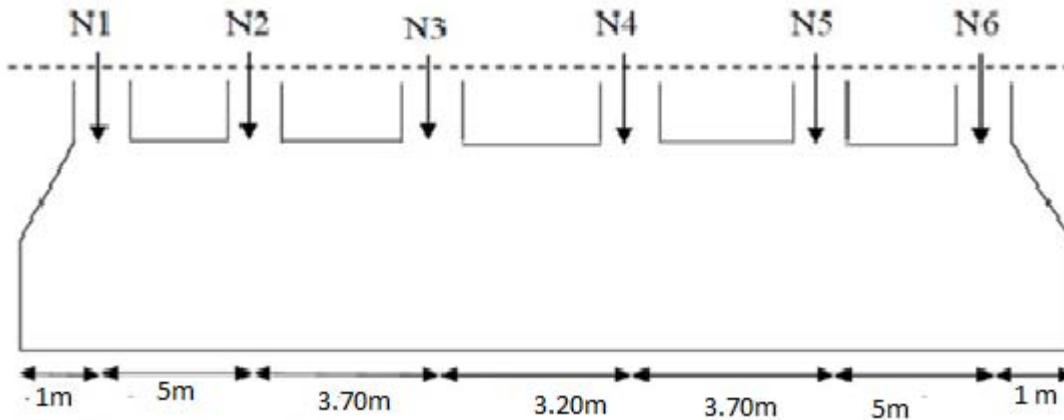


Figure VI.5: Vue en plan d'une semelle filante

VIII.5.1. Exemple de calcul de la Semelle Filante SF1 :

VIII.5.1.1. Dimensionnement de la semelle filante :

La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{3370,14}{200} = 16,85 \text{ m}^2$$

Nous avons prévu un débord de 1 m à partir du nu du poteau

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$\Rightarrow L = 22,6 \text{ m}$$

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante: $B \geq \frac{S_f}{L}$

Donc :

$$B \geq \frac{16,85}{22,6} = 0,75 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend: } B = 2$$

Hauteur

Hauteur de la paillasse de la semelle filante h :

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$$h = d + 0,05 \text{ avec } d \geq (B-b)/4$$

d: hauteur utile (en m)

b: Côtés du poteau (en m)

$$h \geq (B-b)/4 + 0.05 \Rightarrow h \geq 0,2m \Rightarrow \text{on prend } h = 40\text{cm}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.6: Dimensions des semelles filantes

Semelle	N(KN)	L(m)	B(m)	h(m)
SF1	7233,53	22,6	2	0.40
SF2	2754,13	11,3	1,5	0,40

VIII.5.2. Vérification des semelles filantes :

VIII.5.2.1. Vérification à un on poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant

Il faut vérifier que:

$$\tau = \frac{P}{2h_t} \left[1 - \frac{\left(b + \frac{5h_t}{3} \right)}{B} \right] \leq \tau_{lim}$$

P: l'effort normal au niveau du poteau ou du voile le plus sollicité de chaque semelle

$\tau_{lim} = 0.045f_c/28/\gamma_b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement

$$\tau_{lim} = 0.045 \times 25 / 1.5 = 0.75 \text{ MPa} = 750 \text{ KN/m}^2$$

Le tableau suivant résume les résultats pour l'ensemble des semelles filantes:

Tableau VI.7: Vérification des semelles filantes au poinçonnement

Semelle	P(KN)	B _{adoptée} (m)	h _{adoptée} (m)	τ (KN/m ²)	τ_{Min} (KN/m ²)	Vérifiée
SF1	1332,08	2,00	0.40	549,48	750	Oui
SF2	970,1	1,50	0.40	400,17	750	Oui

VIII.6.1. Ferrailage des semelles filantes

VIII.6.1.1 Exemple de calcul de la semelle filante SF1

VIII.6.1.2 Calcul des armatures principales

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU

Nous avons:

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_{sol}}$$

Avec : $P_u = P_{u1} + P_{u2}$

$$P_{u1} = \frac{\sum N_u}{L} \text{ l'effort normal reparti à l'ELU}$$

- P_{u2} : Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux

L: longueur totale de la semelle + les débords ($2 \times D$)

VIII.6.1.3 Calcul du poids revenant à la semelle :

Poids des semelles: $1,6 \times 0,40 \times 22,6 \times 25 = 361,6 \text{ KN}$

Poids des amorces poteaux : $6 \times (0,4 \times 0,4 \times 1,53 \times 25) = 36,72 \text{ KN}$

Poids des terres : $18 \times 1,6 \times 22,6 = 650,88 \text{ KN}$

$P_{u2} = 1049,2 \text{ KN}$

Et On a: $P_{u1} = 9908,75 \text{ KN}$

$P_{u1} = 438,44 \text{ KN}$

$\Rightarrow P_u = 1487,64 \text{ KN}$.

Avec :

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_{sol}}$$

Alors :

$$A_s = \frac{1487,64 \times (2 - 0,4)}{8 \times (0,4 - 0,05) \times 348 \times 10^3} = 22,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous

choisissons **12HA16/ml** = $24,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement **St = 8cm**.

VIII.6.1.4 Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{22,56 \times 2}{4} = 11,28 \text{ cm}^2$$

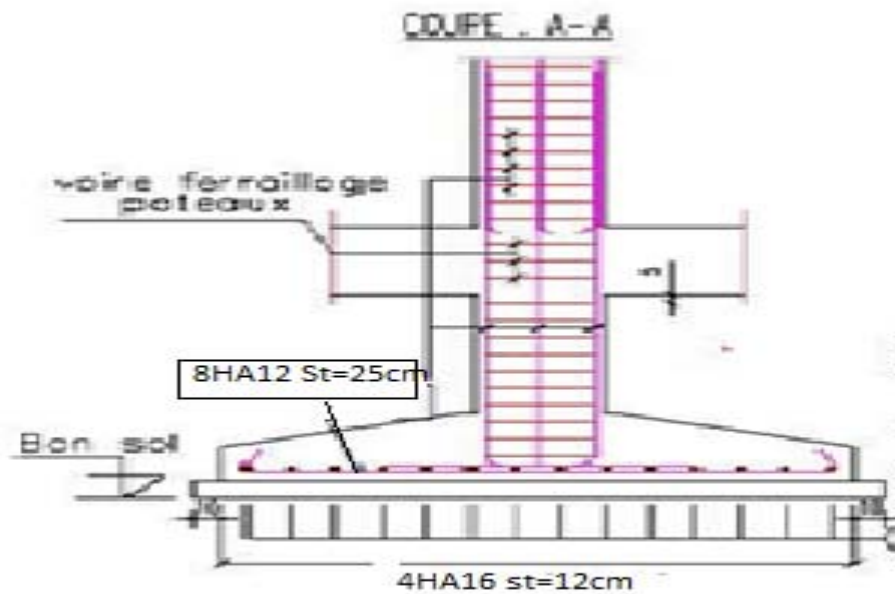
D'après le BAEL91 pour $f_e 400$ $A_{s \min} = 3 \text{ cm}^2$

On choisit **8HA14** = $12,32 \text{ cm}^2$ avec un espacement. On prend $S_t = 12 \text{ cm}$.

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau VI.11: Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

Semelle	A_s calculée (cm ² /ml)	Armature principale	A_s choisie (cm ² /ml)	S_t (cm)	Armature de Repartition	A_r (cm ²)	S_t (cm)
SF1	22,56	14HA16	24,13	15	8HA12	12,32	12
SF2	8,61	8HA12	9,05	15	4HA12	4,52	25

Schéma de ferrailage des semelles filantes**Figure VI.6:** Schéma exemplaire de ferrillage de la semelle filante SF1

VIII.7.8 Pré-dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura inférieur à la largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5kl^4 \max}{E}}$$

- E: Modulus d'élasticité du béton ($E = 32164,2 \text{ MPa}$).
- L: La plus grande travée dans la fille
- K: Coefficient de réduire du sol ($K = 4 \text{ kg/cm}^3$ moyen sol).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.10: Pré dimensionnement des poutres de libage.

	L_{\max} (m)	$h_{\text{calculé}}$ (m)	$h_{\text{adopté}}$ (m)	b_p (m)
Poutre de libage	5	62,57	80	40

VIII.7.1 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage

$$F \leq F_{\text{Limite}} = 0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{F_{c_j}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.11: Vérification de Poinçonnement des poutres de libage.

Poutre de libage (cm ²)	Nu (KN)	F limite (KN)	$Nu \leq F_{\text{limite}}$
80x40	1285.27	3480	Oui

VIII.7.2 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU :

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

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

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{w28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Tableau VI.12: Vérification de Poinçonnement de poutres.

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
PL	40	80	936.57	2.43	2.50	Vérifiée

VIII.7.3 Ferrailage Poutre de libage

Pour le ferrailage on a deux poutres de libage ferrillées de même section mais d'effort normal différent.

Pour déterminer le ferrailage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m²) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1,35 \times (P_{semelle}) + P_{poutre de libage}}{B \times L} \quad \sigma_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + P_{poutre de libage}}{B \times L}$$

Avec:

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

On obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant:

$$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B \quad F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$$

La quantité de ferrailage calculée est très grande donc on a adopté une solution de crée des poutres de libage à mi travée (dans les travées longs).

Tableau VI.13: Détermination des valeurs de (F) des poutres de libage.

Elément	σ_{ELU} KN/m ²	σ_{ELS} KN/m ²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL	1.41	1.94	232.8	169.20

VIII.7.4 Armatures calculées en travée et en appui

$$\text{Combinaison : } 1,35G + 1,5Q$$

Tableau VI.14: Ferrailage longitudinal des poutres de libage.

Elément	$b \times h$ (cm ²)	M_i (N.m)	M_a (KN. m)	$As1$ (cm ²)	$As2$ (cm ²)
PL	40x80	298.736	-403.05	11.58	15.85

VIII.7.5 Armatures choisies en travée et en appui

Tableau VI.15: Ferrailage longitudinal des poutres de libage choisies.

Elément	M_{max} (KN. m)		$A_{calculées}$ (cm ²)		$A_{choisies}$ (cm ²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
PL	-403.05	298.736	15.85	11.58	6HA16=12,06	6HA20=18,85

Sections minimale:

$$A_{min}=0.5\% \text{ bxh(cm}^2\text{)RPA99v2003(Art.7.5.2.1).}$$

$$\text{Section tendue} = A_{min}=0,1\% \text{ bxh(cm}^2\text{)CBA93(Art.B.6.4).}$$

Tableau VI.16: Vérification de sections d'armatures.

Elément	A_t (c m ²)	A_a (c m ²)	A_{min} (cm ²)	A_{tmin} (cm ²)	Vérification
PL	22.61	20.36	16	3,2	Vérifiée

VIII.7.6 Vérification des contraintes normales a L'ELS :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma} \quad , \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma} \quad , \quad \sigma_s' \leq \bar{\sigma}$$

Tableau VI.17: Vérification des contraintes normales des poutres de libage.

Elément		M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
		PL	Appui	211.624	7.06	201.63	0.00	
Travée	-285.52		5.69	201.63	0.00	20	201,63	Vérifiée

VIII.7.7 Armature transversales :

Le calcul des armatures transversales et leurs espacements se fait suivant l'annexe D.

Tableau VI.18: Armatures transversales.

Elément				Espacement et Armatures			
b (cm)	h (cm)	T (KN)	τ (MPa)	ZN (cm)	ZC (cm)	ϕ (mm)	At(cm ²)
40	80	936.57	2.43	10	15	8.0	6HA8=3.02

VIII.7.8 Vérification de la flèche a L'ELS

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées.

Tableau VI.19: Vérifications préliminaire de la flèche.

Elément	1ere condition			2émecondition			3émecondition		
	h/L	1/16	h/L ≥ 1/16	h/L	Mt/10M ₀	h/L ≥ Mt/10M ₀	A/b _{0a} A	4,2/f _c	A/b _{0a} A ≥ 4,2/f _c
PL	0.16	0.0625	CV	0.16	0.10	CV	0.002	0.105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc doit faire le calcul de la flèche en suivant la condition : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$[F]_{\text{adm}} = \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m$$

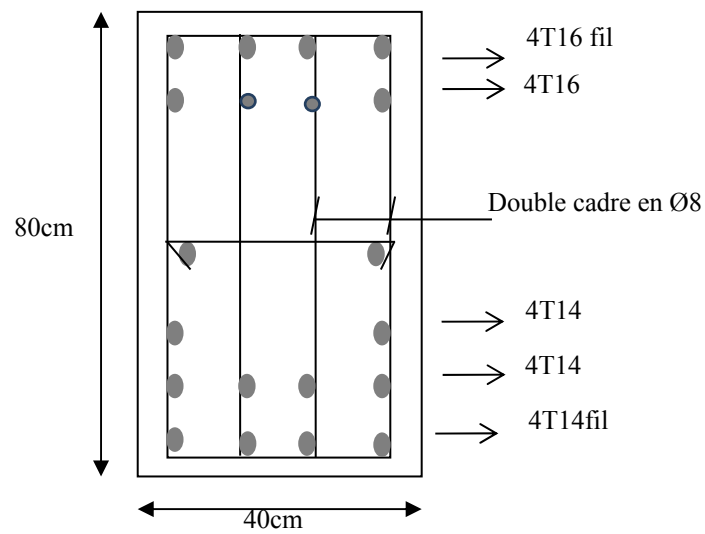
$$[F]_{\text{adm}} = 0.5cm + \frac{L}{1000} \text{ si } L \geq 5m$$

Tableau VI.20: Vérification de la flèche de poutre de libage.

Poutre			Sollicitation à l'ELS			Armatures Principales		Flèche		Vérification
B	h	L	M _{ag}	M _{travée}	M _{ad}	As ₁	As ₂	[f]	[f _{adm}]	
Cm	cm	m	KN.m			cm ²		Mm		Oui
40	80	5	0.00	264.53	-267.38	16.96	0.00	0.8	6.6	

VIII.7.9 Armatures de peau

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins $3\text{cm}^2/\text{ml}$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. $A_p = 3,90\text{cm}^2$, donc on adopte $4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2$.



IX.7.3 Ferrailage Poutre de libage

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle et nous a aussi permis de mettre en application de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire de cinq années, en respectant les règlements de la construction (RPA99 Version2003,BAEL91/99 ,CBA 93) et les réglementations algériennes régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous a conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil en particulier dans le domaine de l'informatique(logiciels de calculs),par exemple : ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie et WORD, EXCEL, RDM-6

En fin nous espérons que cette étude servira de références pour les étudiants et les futurs ingénieurs en Génie Civil.

Bibliographie et Références

Bibliographies et références

Livres et règlements :

- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003.
- 📖 Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 1993.
- 📖 Document technique réglementaire : DTRB.C.2.48
- 📖 DTR BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées 1999.
- 📖 Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation 1988.

Mémoires :

- 📖 Étude d'un bâtiment R+6 à usage multiple situé à Tissemsilt, Université de Tiaret.
- 📖 Eude d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation situé à Tiaret, Université de Tiaret.
- 📖 Étude d'un bâtiment R+8 à usage multiple, Université de Tiaret.

Cours :

- 📖 Polycopié, Béton armé Mr : MIMOUNI Mohamed, 1^{er} Année Master (2021-2022), Université de Tiaret. Algérie.

Logiciels :

- 📖 Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.
- 📖 Auto CAD
- 📖 EXCEL
- 📖 WORD
- 📖 Sap 2000