



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 :

BOUALAM Khaled

&

BOUTEKHILI Fouad

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment (R+7) à usage habitation
implante à Alger**

Soutenu publiquement le 12 juillet 2021 devant le jury composé de :

M. D.I. KLOUCHE

Président

M. L. KHARROUBI

Encadreur

M. M. MIMOUNI

Co-encadreur

M. B.A. BENYAMINA

Examineur

G. ABADA

Examineur

PROMOTION :2020/2021.....

Remerciement

Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la bonne voie.

Ainsi Nous remercions très chaleureusement notre encadreur Dr. M. MIMOUNI Mohamed pour tous ses conseils et ses orientations pour la réalisation de ce travail.

Aux membres du jury qui ont bien voulu lire et évaluer le présent Mémoire

Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés et témoigner leur sympathie



Je dédie ce travail à toutes les personnes qui me sont chères,

A la mémoire de mon père ,

A ma mère qui sacrifie jour et nuit pour nous voir heureux,

A mon unique sœur qui est toujours derrière moi,

A mes fils

A toutes mes amies et à tous mes proches.



A mon père et ma mère pour leur dévouement à mon égard;

A mes frère,

A mes sœurs,

A toute la famille,

Boualam

Enfin: A tous ceux que j'ai oubliés, qu'ils m'en excusent.



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (7) étages, implanté à la wilaya de ALGER. Cette région est classée en zone forte sismicité III selon le RPA99 version 2003. En utilisant règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99),cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux , ensuite le pré dimensionnement de la structure ,la descente des charges .et calcul des éléments principaux (poteaux ,poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons ,escaliers, acrotère, planchers) En fin on a une étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminer le travail avec une conclusion générale.

الملخص

الهدف من إعداد هذا المشروع , هو القيام بدراسة مفصلة لبناية موجهة الى الاستعمال السكني, متكونة من عشر طوابق + طابق ارضي و التي ستنشأ في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المناطق القوية الجزائري و RPA99.V2003 للنظام زلاليا تبعا .BAEL91 المذكورة تنطبق للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة, بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي وصفا عام عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية , كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة، روافد، جدران خرسانية (مستخدمة في... صد الزلازل والرياح) و ثانوية من (أعصاب السقف الجوف، البلكونات، السلالم، الأسقف في الأخير نستعمل برنامج ايتابس للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الاجتهادات المختلفة للبناية، وستنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus (7) floors, located at the wilaya of ALGIERS. This region is classified as a high seismicity zone III according to RPA99 version 2003. Using calculation regulations and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified),this study starts the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-size of the structure,the descent of the charges . and calculation of the main elements (poles, beams and sails) and secondary elements (beams, balconies, stairs, acrotera, floors) In the end we have a dynamic study of the structure with the ETABS software, in order to determine the different load loads (permanent, operating and seismic loads), and we complete the work with a general conclusion.

Liste des symboles

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

e :	Epaisseur.
P :	Force concentrée.
f :	Flèche.
\bar{f} :	Flèche admissible.
L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
d :	Hauteur utile.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment isostatique
I :	Moment d'inertie.
f_i :	Flèche due aux charges instantanées.
f_v :	Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
Y :	Position de l'axe neutre.
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale homogène

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Plan d'étage + RDC	5
Figure I.2 : Diagramme Parabole – Rectangle.....	9
Figure I.3 : Diagramme de déformation –	11
Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section	13

Chapitre II

Figure .II.1. Dimensionnement des poutrelles	16
Figure. II.2. Coupe verticale d'un mur extérieur.....	19
Figure. II.3. Coupe verticale de l'acrotère.....	28

Chapitre III

Figure III. 1 : Acrotère	30
Figure III.2. : Ferrailage de l'acrotère.....	34
Figure III.3. Ferrailage (Balcon).....	37
Figure III.4: Représentation du ferrailage de l'escalier l'escalier	43
Figure. III.5: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	49
Figure III.6 : Les moments appliqués à la dalle	54
Figure III.7 : Armatures inférieures (travée).....	63
Figure III.8 : Armatures supérieures (sur appuis)	63
Figure III.9 : Armatures de voile (cage d'ascenseur)	64

Chapitre IV

Figure IV.1 : Dimensionnement des poutrelles	66
Figure IV.2 Schéma explicatif.....	69
Figure. IV.3. : Diagramme des moments fléchissant	73
Figure. IV.4 : Diagramme des efforts tranchant	73
Figure IV.5: section en T.....	74
Figure IV.6: Condition de non fragilité (section en T).....	76
Figure IV.7: Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	82
Figure IV.8. : Diagramme des moments fléchissant	85
Figure IV.9. : Diagramme des efforts tranchant	85
Figure IV.10: Condition de non fragilité (section en T).....	87

Figure IV.11: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	90
Figure IV.12: Dessin de ferrailage des poutrelles des terrasses	94
Chapitre V	
Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »	97
Figure . V.2: Courbe de spectre de réponse.....	97
Figure V.3 Disposition des voiles contreventement.....	100
Chapitre VI	
Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales	123
Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires	123
Figure VI.3 : La zone nodale	132
Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux	132
Chapitre VII	
Figure :VII.1 Voile Type 1.....	136
Figure VII.2 : Voile Type	138
Figure VII.3 : Disposition des armatures	139
Chapitre VIII	
Figure. VIII.1 : Schéma du Radier.....	141
Figures VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable	145
Figure VIII.3 : Armatures supérieures (en travée)	148
Figure VIII.4 : Armatures inférieures (sur appuis)	148
Figure VIII.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.	149
Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.....	150
Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)	153
Figure VIII.9 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal).....	153

Liste Des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.2 : Les déformations limites du pivot	13
---	----

Chapitre II

Tableaux II.1 : Descente des charges Plancher (terrasse)	17
Tableaux II.2 : Descente des charges Plancher (étage).....	18
Tableaux II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur	18
Tableaux II.4 : Descente des charges (Balcon)	19
Tableau .II.5. Tableau de descente de charges sur poteaux.....	22
Tableaux II.6 : Descente des charges (Paillasse).....	26
Tableaux II.7 : Descente des charges (Le Palier).....	26

Chapitre III

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur	50
Tableau III. 2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	54
Tableau III. 3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	59

Chapitre IV

Tableau. IV.1: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher étages courants).....	74
Tableau. IV.2: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher terrasse).....	85

Chapitre V

Tableau V.1: Pourcentage d'amortissement critique.....	98
Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité	99
Tableau V.3: Valeurs de T1 et T2	99
Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone « A »	99
Tableau . V.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle	101
Tableau . V.6: les forces sismiques à la base	101
Tableau V.7 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.	102
Tableau V.8 : L'excentricité	102
Tableau . V.9: Valeurs du coefficient CT.....	103
Tableau V.10 : Vérification à l'effet P- Δ	107

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Poutres principales (intermédiaires).....	120
Tableau VI.2 : Poutres principales (de rive)	121
Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires).....	121

Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)	122
Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1er genre et 2eme genre	125
Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables du 1er et 2ème genre	130

Sommaire

Remercîment	
Dédicace	
Sommaire	
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Liste des Symboles	
Résumé	
Abstract	
المخلص	
Introduction Générale	2
Chapitre I : Présentation De projet	
I .Introduction.....	4
I.1 Présentation de l’ouvrage :	4
I.1.1 Caractéristiques géométriques :	4
I.1.2 Ossature et système constructif pris	6
I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol	6
I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	6
I.3 Hypothèse de calcul	12
I.3.1 E.L.U.R	12
I.3.2 E.L.S	14
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure	
II.1 Pré dimensionnement des planchers	16
II.1.1 Détermination de l’épaisseur des planchers	16
II.1.2 Descente de charges des planchers	17
II.2 Pré dimensionnement des poteaux	19
II.3 Pré dimensionnement des poutres	19
II.3.4.1 Pré dimensionnement des voiles	27
Chapitre III : Etude des éléments non structuraux	
III.1 Acrotère	30
III.1.1 Définition	30
III.1.2 Charges sollicitant l’acrotère	30
III.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U)	31

III.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section	31
III.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.)	32
III.1.6.6 Disposition du ferrailage :	34
III.2 Balcon	34
III.2.1 Méthode de calcul.....	34
III.2.2. Étage courant.....	34
III.2.3 Calcul des sollicitations.....	34
III.2.4 Les combinaisons d'action:	34
III.2.5 Ferrailage	34
III.2.6 Vérifications	35
III.3 Escaliers	37
III.3.1 Introduction :.....	37
III.3.2 Les charges appliquées	38
III.3.3 Combinaisons d'action.....	38
III.3.4. Calcul du ferrailage.....	40
III.3.5Espacement entre les armatures.....	41
III.3.6. Vérification de l'effort tranchant.....	42
III.3.7. Vérification de la flèche	42
III.3.7.1 Disposition du ferrailage	43
III.4. Poutre palière:.....	44
III.4.1. Pré-dimensionnement.....	44
III.4.2. Evaluation des charges.....	44
III.4.3. Combinaison d'action	44
III.4.3. Combinaison d'action	47
III.5 La dalle d'ascenseur	49
III.5.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur	50
III.5.2.4. Calcul de la charge permanente total G	52
III.5.3 Vérification de la dalle au poinçonnement	53
III.5.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :.....	53
III.5.6 Vérification à l'E.L.S :	58
III.5.8 Disposition du ferrailage	61
III.5.9 Voile de la cage d'ascenseur	63
Chapitre IV : Etude des planchers	
IV. Introduction	66

IV.1 Calcul du plancher à corps creux	66
IV.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles	66
IV.1.1.1 Calcul de la largeur des poutrelles (b)	66
IV.2. 1. Méthode forfaitaire :	67
IV.3. Méthode des trois moments :	68
IV.4. Calcul des planchers :	70
IV.4.1. Combinaisons d'actions :	70
IV.5. Détermination des sollicitations :	71
V.5.1. Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :	71
IV.6. Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :	74
IV.6.1. Plancher étage courant (plancher 1er au 6ème étage) :	75
IV.6.2. Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	75
IV.6.3. Condition de non fragilité (section en Té) :	75
IV.7. Condition de non fragilité (section en Té) :	77
IV.7.1. Vérification à l'E.L.S :	77
IV.7.2. Vérification de la flèche :	82
IV.7.3. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :	82
IV.8. Plancher Terrasse :	82
IV.8.1. Calcul des poutrelles du plancher terrasse :	82
IV.8.2 Exemple de calcul (méthode des trois moments) :	83
IV.8.3. Calcul des moments fléchissants :	83
IV.9. Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :	86
IV.9.1. Plancher terrasse	86
IV.9.2. Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	86
IV.9.3. Condition de non fragilité (section en Té) :	87
IV.9.4. Condition de non fragilité (section en Té) :	88
IV.9.5. Vérification à l'E.L.S :	88
IV.9.7. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :	94
Chapitre V : Etude Sismique	
V.1. Introduction	96
V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1).....	96
V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	96

V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)	97
V.5. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :	104
V.6. calcul de la force séismique par la méthode statique équivalente	104
V.7 Vérification des déplacements	105
V.8. Centre de gravité des masses :	105
V.8.1. Centre des rigidités	106
V.8.2 Vérification de l'effet P-Delta	107
Conclusion	108
Chapitre VI : Etude Des Portiques	
VI.1 Introduction	110
VI.2 Les combinaisons de calcul	110
VI.3 Ferrailage des poutres	111
VI.3.1 Les armatures Longitudinales	111
VI.3.2 Poutres principales de rive (30x40) cm ²	111
VI.3.3. Vérification de la flèche :	115
VI.4. Poutres secondaire (rive) : (30x35) cm ² :(plancher étage courant)	116
VI.4. Ferrailage des poteaux	125
VI.4.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003	126
VI.4.2 Exemple de calcul : « poteau central (2em au 4eme étage) » :	127
Chapitre VII : Etude Des Voiles	
VII.1. Introduction :	134
VII.1.1. Conception :	134
VII.1.2. Calcul :	134
VII.2. Principe de calcul :	134
VII.3. La méthode de calcul :	135
VII. 3.1 Les armatures verticales :	135
VII. 3.2 Armatures horizontales :	136
VII. 3.3 Armatures transversales :	136
VII.4 Ferrailage des voiles :	136
VII.4.1 Exemple de calcul	136
Chapitre VIII : Etude De L'infrastructure	
VIII.1 Calcul des fondations :	141
VIII.1.1 Introduction	141

VIII.1.2 Définition	141
VIII.2 Calcul du radier	141
VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier	142
VIII.2.2 Calcul de l'épaisseur du radier	142
VIII.3 Détermination de la hauteur de la poutre de libage	143
VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol	143
VIII.3.2 La longueur élastique	143
VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier	145
VIII.5 Ferrailage du radier	145
VIII.5.1 Ferrailage des dalles	145
VIII.5.2 Vérification de l'espacement :	147
VIII.5.3 Disposition du ferrailage :	147
VIII.6 Ferrailage des poutres de libage	149
VIII.6.1 Contraint de cisaillement	152
Conclusion	154
Bibliographie	

Introduction Générale

Introduction Générale

L'évolution de l'économie dans les pays industrialisés donne le privilège à la construction verticale afin d'économiser de l'espace. Comme l'Algérie est un pays qui se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Pourtant, il existe un danger engendré par le choix de la construction verticale à cause des dégâts comme les tremblements de terre qui peuvent lui occasionner. Les études réalisées sur la plupart des bâtiments endommagés à cause du tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 ont montré qu'ils n'étaient pas de conception parasismique. C'est pour cela, le respect des normes et des recommandations parasismiques qui solidifient convenablement la structure est fortement recommandé. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts: - La sécurité: assurer la stabilité de l'ouvrage, économie: sert à diminuer les coûts du projet,- confort ; -esthétique. L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation du projet constitue déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples : Souplesse d'utilisation, durabilité, résistance au feu. Notre travail est l'étude et la conception d'une bâtiment (R+7) avec un contreventement mixte implanté dans la wilaya d'ALGER qui est une zone de forte sismicité (zone III). 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 chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux. Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons). Le 4ème 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 ,9.6.. Le calcul des ferrailages des éléments structuraux se fonde sur les résultats du logiciel ETABS 9.6 est présenté dans le 6ème chapitre. Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

 *Chapitre –I –*

Présentation du projet

I.Introduction :

Nous savons tous que le domaine de génie civil est un domaine très large ou l'ingénieur civil, par définition : conçoit, étudie et réalise tous ouvrages en bâtiment, travaux publics et hydrauliques ; tout en tenant compte de deux facteurs principaux à savoir : «la Sécurité et l'Economies ».

Le but de notre projet de fin d'étude est d'employer nos connaissances, pour étudier un projet réel. Il s'agit d'une étude techniques d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé d'un rez de chaussée et de (7) étages contreventés par voiles et portiques. L'objectif de cette étude est de dimensionner les éléments résistants de la structure portante bâtiment, tout en satisfaisant les critères de sécurité exigés par les règlements **B.A.E.L91 modifiés 99** et **RPA99 version 2003**. Avec l'utilisation des logiciels **ETABS V 9.6** pour déterminer les différents types de sollicitations, afin dimensionner les éléments de la structure et calcul de flèche.

Ce projet est structuré comme suit :

- ❖ Etude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et voiles) ;
- ❖ Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;
- ❖ Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;
- ❖ Calcul des éléments structuraux (poutres , poteaux et voiles)
- ❖ Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude d'un bâtiment en béton armé (R+7) à usage d'habitation, implanté à Alger ; classée en zone de forts sismicité (zone III) d'après le règlement parasismique Algériennes R.P.A 99 (version 2003). Avec un dallage sur terre-pleins et contreventé par un system mixte portiques/voiles.

I.1.1 Caractéristiques géométriques :**a. Dimensions en plan :**

Longueur totale de la structure :**16,56 m**

Largeur totale de la structure :**16,56 m**

b. Dimensions en élévation :

Hauteur du R.D.C. et étage**3,06 m**

Hauteur totale de la structure : **24,48 m**

Hauteur de l'acrotère : 60 cm

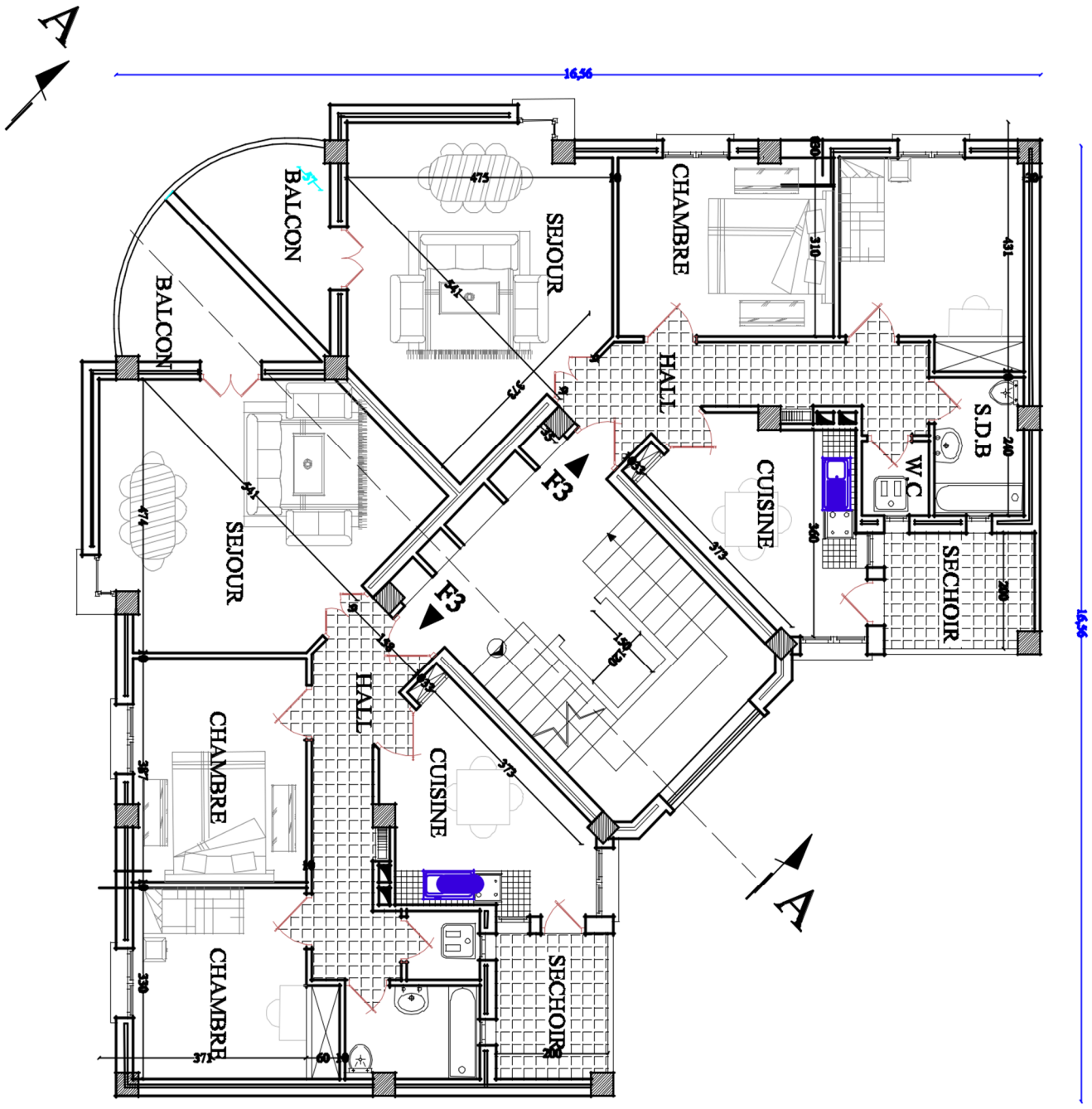


Figure I.1 : Plan d'étage + RDC

I.1.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (portiques et murs voile).

Planchers : les planchers adoptés pour notre bâtiment sont des planchers à corps creux.

Maçonnerie : Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Cage d'ascenseur : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

Revêtement : Enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

Isolation :

L'isolation acoustique : est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique : est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,0$ bars.
- Le site est de nature meuble (S3).

I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/modifié 99, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/V2003.

I.2.1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m^3) de béton est de :

- ✓ 350 kg de ciment (CPA 325) ;

- ✓ 400 l de sable ($d_g \leq 5 \text{ mm}$) ;
- ✓ 800 l de gravillon ($d_g \leq 25 \text{ mm}$) ;
- ✓ 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

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

- ✓ Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- ✓ La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- ✓ Le coulage du béton dans le coffrage ;
- ✓ Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissuration constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est :

- Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ kN / m}^3$;
- Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{ kN / m}^3$.

I.2.1.1 Résistance mécanique :

❖ Résistance caractéristique à la compression :

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

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

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

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

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

❖ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

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

❖ 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:

➤ Etat limite ultime :

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.

➤ Etat limite de service :

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 :

• Etat limite de résistance :

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

• **Diagramme parabole – rectangle :**

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

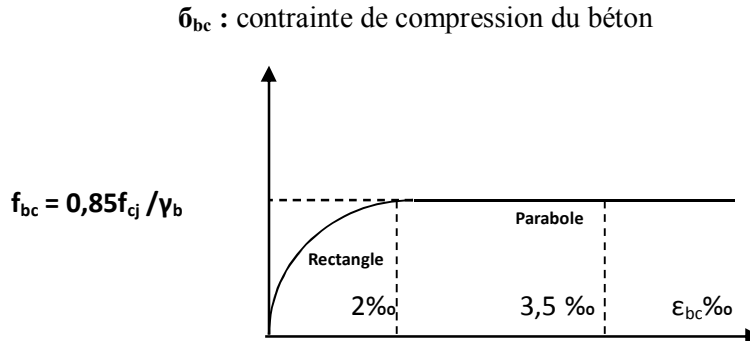


Figure I.2 : Diagramme Parabole – Rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

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

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

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

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

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

f_{c_j} : 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 essai sur éprouvettes.

• **Etat limite de service :**

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

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

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 .

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } b_0 : \text{ largeur de la pièce} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

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

= 3,34 MPa pour une Fissuration peu préjudiciable

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

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

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :**A. 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 :

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

B. Module de déformation différée :

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

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Module de déformation transversale :• **Coefficient de poisson :**

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) .

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

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 : 200000 MPa

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 général, on a $\sigma_s = 348 MPa$;
- $\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaisons accidentelles, on a $\sigma_s = 400 MPa$.

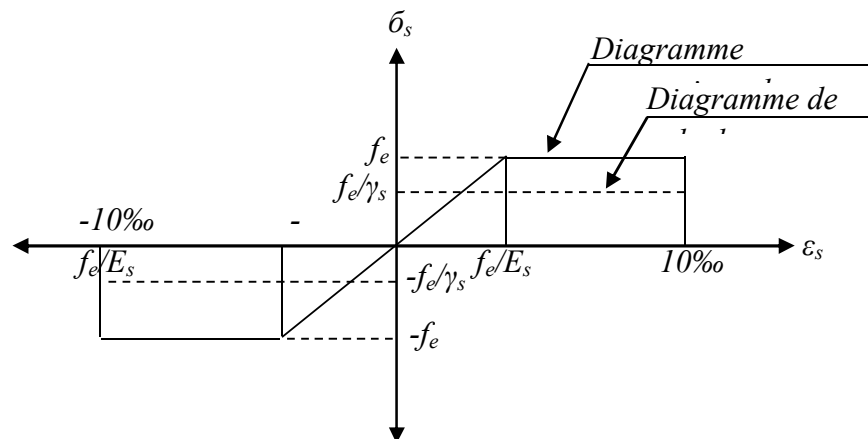


Figure I.3 : Diagramme de déformation –

I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e \text{ (Pas de limitation) ; } \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.} \right. \\ \left. \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Fissuration très préjudiciable.} \right. \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right.$$

η : Coefficient de fissuration ;

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

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 :

- ✓ Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- ✓ Etats 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 parasismique 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 :

- $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé ;
- $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- 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.

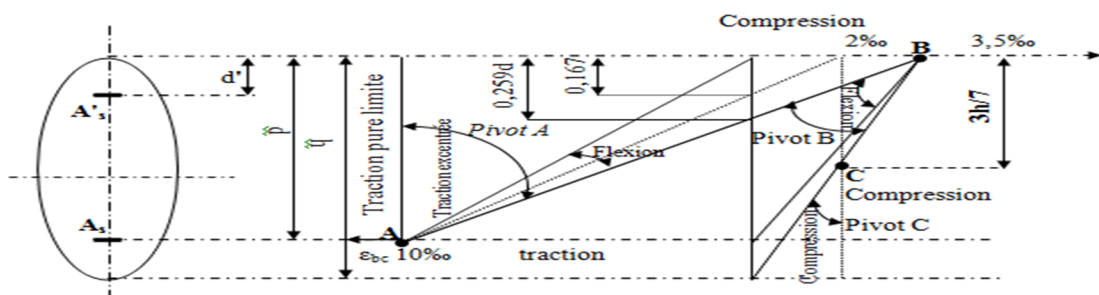


Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section

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

Tableau I.2 : Les déformations limites du pivot

- 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.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; avec \Rightarrow \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

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

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

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

▀ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
1,35.G + 1,5.Q

▀ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action : G+Q

▀ Les règles parasismiques algériennes RPA99/V2003 ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right. \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} G : charge\ permanente ; \\ Q : charge\ d'exploitation ; \\ E : Action\ sismique ; \end{array} \right.$$

 *Chapitre – II –*

Pré – dimensionnement et descente de charges

Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

II.1.1 Epaisseur du plancher :

On utilise la condition de la rigidité pour déterminer l'épaisseur des planchers « h_t », il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale entre nus d'appuis} \end{cases}$$

L_{\max} (m)	$\frac{L_{\max}}{22,5}$	h_t (cm)	Le choix
4,21	18,71	20	4 cm : dalle de compression 16 cm : corps creux

Les caractéristiques géométriques des poutrelles:

- Soit $b_0 = 12$ cm.
- Le hourdis choisit est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T.

la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l_n}{2}; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5; \frac{L}{10} = \frac{425}{10} = 42.5 \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend. $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

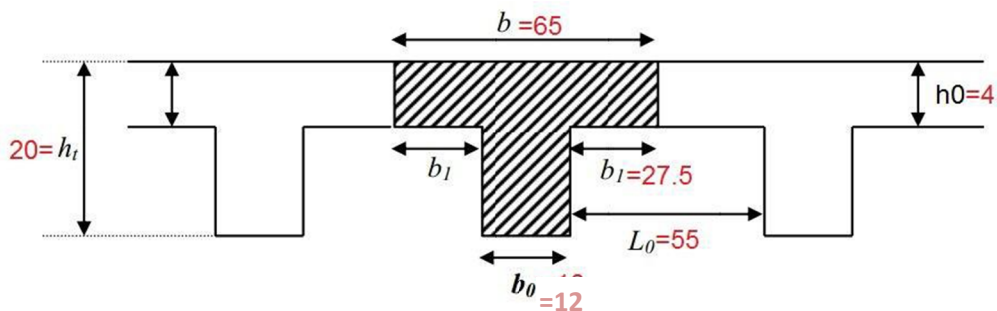


Figure .II.1. Dimensionnement des poutrelles

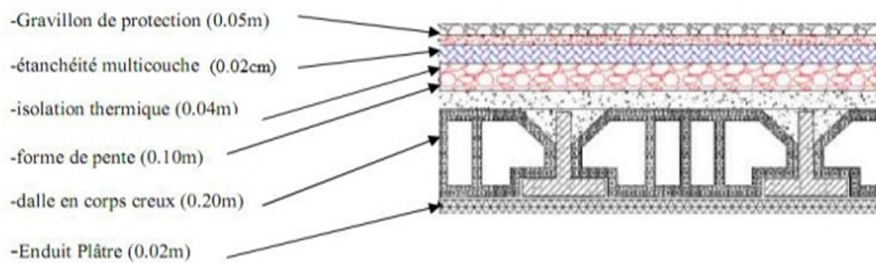
II.1.2 Descente de charges :

Charges permanentes et d'exploitation :

-Plancher terrasse inaccessible :

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en KN/m^2
1- Couche de gravillon roulé (e=4cm)	20	0,80
2- Étanchéité multicouche (e=2cm)	6	0,12
3- Isolation thermique à liège	/	0,66
4- Forme de pente en béton (5cm)	22	1,1
5- Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	/	2,80
6- Enduit en plâtre (e=2cm)	10	0,20
La charge permanente G_t	$\sum G$	5,68
La surcharge d'exploitation Q_t		1,00

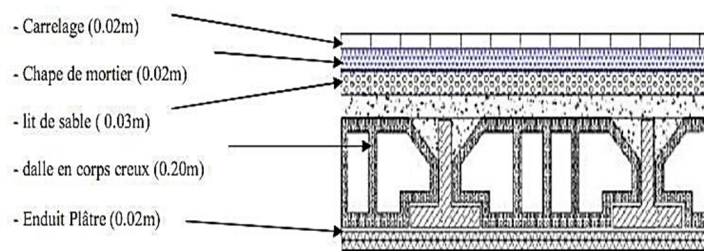
Tableaux II.1 : Descente des charges Plancher (terrasse)



- Planchers étages courants :

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en KN/m^2
1- Revêtement en carrelage (2cm)	20	0,40
2- Mortier de pose (2cm)	20	0,40
3- Sable fin pour mortier (2cm)	17	0,34
4- Plancher à corps creux (16+4)	/	2,80
5- Enduit en plâtre (2cm)	10	0,20
6- cloison en briques creuses	/	0,90
La charge permanente G_c	$\sum G$	5,04
La surcharge d'exploitation Q_c		1,50

Tableaux II.2 : Descente des charges Plancher (étage)



- Murs de façade :

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en KN/m^2
1- Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	18	0,36
2- Parois extérieure en brique creuse (e =15cm)	/	1,30
3- Parois intérieure en brique creuse (e =10cm)	/	0,90
4- Enduit de plâtre (e =1,5)	18	0,27
La charge permanente $G_{\text{Mur ext}}$	$\sum G$	2,83
	$\sum G \times 0,80$	2,26

Tableaux II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur

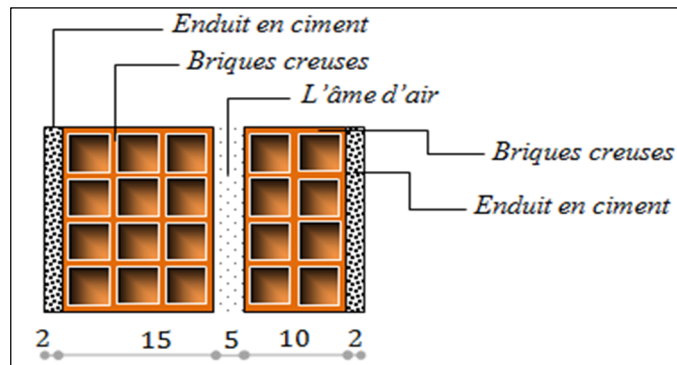


Figure. II.2. Coupe verticale d'un mur extérieur.

II.2. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité **Fig. II.13**. Coupe verticale d'un mur extérieur

- Dalle pleine (Balcon) :

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en KN/m^2
1- Revêtement en carrelage (e=2cm)	20	0,40
2- Mortier de pose (e=2cm)	20	0,40
3- Sable fin pour mortier (e=2cm)	17	0,34
4- Dalle pleine (e=14cm)	25	3,50
5- Enduit en ciment (e=2cm)	12	0,36
La charge permanente G_{bal}	$\sum G$	5,90
La surcharge d'exploitation Q_{Bal}		3,50

Tableaux II.4 : Descente des charges (Balcon)

II.3 Pré-dimensionnement des éléments porteurs :

II.3.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 d \leq b \leq 0,4 d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée} \\ d : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$

On distingue deux types de poutres :

a- Poutre principale ;

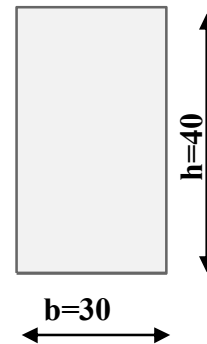
b- Poutre secondaire.

1. Sens transversal : (poutres principales)

$L_{max} = 4,65 \text{ m}$

$$\begin{cases} L = 465 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 31 \leq h_t \leq 46,5 \\ 10,80 \leq b \leq 14,40 \end{cases}$$

En prend $\begin{cases} h_t = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



D'après le RPA 99 (version 2003), les dimensions doivent vérifier les conditions :

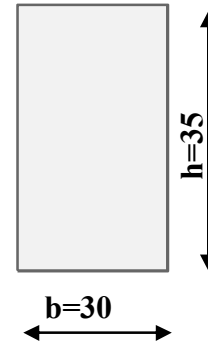
$$\begin{cases} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \\ b_{Max} \leq 1,5h_t + b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_t = 40 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 < 90 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Sens longitudinal : (poutres secondaires)

$L_{max} = 4,61 \text{ m}$

$$\begin{cases} L = 430 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30,73 \leq h_t \leq 46,10 \\ 9,45 \leq b \leq 12,6 \end{cases}$$

En prend $\begin{cases} h_t = 35\text{cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

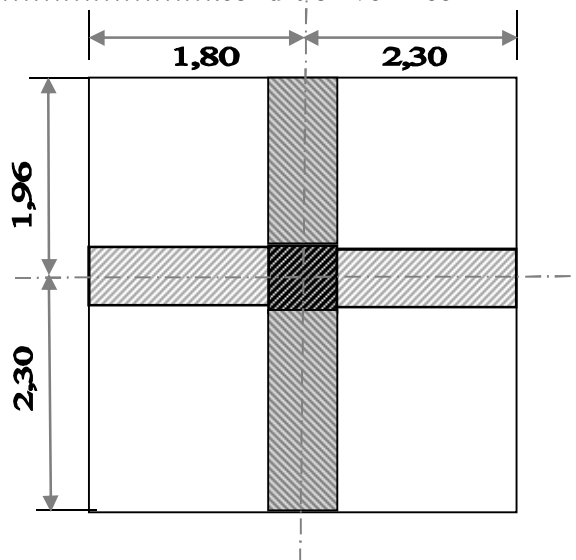


D'après le RPA 99 (version 2003), les dimensions doivent vérifier les conditions :

$$\begin{cases} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \\ b_{Max} \leq 1,5h_t + b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_t = 35 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 < 82 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$S = (1,85 + 2,31) \times (2,30 \times 1,96)$

$S = 17,72 \text{ m}^2$



- **Plancher terrasse** : $G_T = 5.68 \times 17.72 = 100.64 \text{ KN}$
: $Q_T = 1.5 \times 17.72 = 26.58 \text{ KN}$
- **Plancher étage courant** : $G_T = 5.04 \times 17.72 = 89.30 \text{ KN}$
: $Q_T = 1 \times 17.72 = 17.72 \text{ KN}$

On a proposé dimension de poteaux (40x40) ;

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du poteau	$0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25$	12.24
Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 25$	12.78
Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.165 \times 25$	10.93
Plancher terrasse	5.68×17.72	100.64
Plancher étage courant	5.04×17.72	89.30

Niv	Désignation des éléments et le calcul	G(KN)	Q(KN)
N_0	Plancher terrasse	$5.68 \times 17.72 = 100.64$	100.64
N_1	Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 25 = 12.78$	124.35
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.165 \times 25 = 10.93$	
N_2	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24$	136.59
N_3	Plancher étage courant	$5.04 \times 17.72 = 89.30$	249.6
	Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 25 = 12.78$	
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.165 \times 25 = 10.93$	
N_4	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24$	261.84
N_5	Plancher étage courant	$5.04 \times 17.72 = 89.30$	374.85
	Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 25 = 12.78$	
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.165 \times 25 = 10.93$	
N_6	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24$	387.09
N_7	Plancher étage courant	$5.04 \times 17.72 = 89.30$	591.91
	Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 25 = 12.78$	
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.165 \times 25 = 10.93$	

N_8	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24$	513.15	
N_9	Plancher étage courant	$5.04 \times 17.72 = 89.30$	626.16	4.9
	Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 25 = 12.78$		
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.165 \times 25 = 10.93$		
N_{10}	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24$	638.4	
N_{12}	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24$	763.65	
N_{13}	Plancher étage courant	$5.04 \times 17.72 = 89.30$	876.66	5.76
	Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 25 = 12.78$		
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.165 \times 25 = 10.93$		
N_{14}	Poteau	$0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24$	888.9	
N_{15}	Plancher étage courant	$5.04 \times 17.72 = 89.30$	1001.91	6.26*17.7 2= 110.75
	Poutre principale	$0.3 \times 0.4 \times 4.26 \times 25 = 12.78$		
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.35 \times 4.165 \times 25 = 10.93$		
		ΣG	1001.91	110.75

Tableau.II.5. Tableau de descente de charges sur poteaux

1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35N_G + 1,50N_Q$$

$$N_u = 1,35(1001,91) + 1,5(110,75) = \mathbf{1518,70 \text{ KN}}$$

On majore les efforts : $1.1 \times 1518.70 = \mathbf{1670.57 \text{ KN}}$

Alors :

$$N_u = \mathbf{1670,57 \text{ KN.}}$$

- **Détermination de la section du poteau (a x b) :**

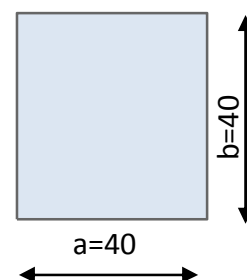
Détermination de (a):

Vérification du flambement :

Le poteau à dimensionner est de section rectangulaire (a x b), on doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times l_0}{i}$$



Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times b \times a}} = 0,290 a$$

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

$$\lambda = \frac{2,14}{0,29 \times a} < 50a \Rightarrow \geq \frac{214}{50 \times 0,29} = 14,75 \text{ cm}$$

On prend **a = 40 cm**

Détermination de (b) :

Selon la règle de B.A.E.L.91, l'effort normal ultime N_U doit être :

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

$$A_s = 0,9\% \times B_r \rightarrow$$

$$A_s = 0,9\% \times (a - 2) \times (b - 2) = 0,342 \times (b - 2)$$

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

$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_e (\text{Mpa})$	γ_b	γ_s
25	400	1,5	1,15

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{0,289} = \frac{0,7 \times 306}{0,289 \times 40} = 18,52$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \Rightarrow \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{18,52}{35} \right)^2 \right]} = 0,804$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 1670,57 \leq 0,804 \left[\frac{38 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,342 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$1670,57 \leq 0,804 [70,37 \times (b - 2) + 9,12 \times (b - 2)]$$

$$1670,57 \leq 63,90 \times (b - 2) \Rightarrow 26,14 \leq (b - 2) \Rightarrow b \geq 26,14 + 2 = 28,14 \text{ cm}$$

Sachant que :

On prend **a = 40 cm**

Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) > 30 \\ \text{Min}(a, b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 40 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \text{Min}(a, b) = 35 > \frac{330}{20} = 15,30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ 0,25 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Dans le tableau qui suit-on trouve le dimensionnement

	Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires		Les voiles
	a(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)	Ep (cm)
RDC → 1 ^{er} étage	40	40	40	30	35	30	20
2 ^{eme} → 4 ^{eme} étage	35	35	40	30	35	30	
5 ^{eme} → 7 ^{eme} étage	30	30	40	30	35	30	

II.3. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, ils constituent aussi une issue de secours importante en cas d'incendie.

a) Dimensionnement des escaliers:

Les marches :

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

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

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

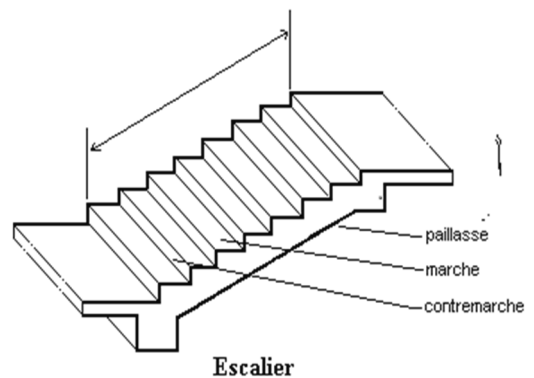
g : largeur de la marche,

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

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H = n \cdot h = \frac{h_e}{2}$)

n : nombre de contre marches

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



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

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1)$$

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

Et puis : $m n^2 - (m+1+2H) n + 2H = 0 \dots (2)$

Avec : $m=64$ et $H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$ et $l = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 650 n + 306 = 0$

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

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

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

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

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et } 59 < 64 < 66$$

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

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la paillasse (e_v):

$$\left(\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \right) \Leftrightarrow \left(\frac{1}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{1}{20 \cos \alpha} \right) \Rightarrow \left(\frac{240}{30 \times 0,87} < e_v < \frac{240}{20 \times 0,87} \right)$$

$$9,19 < e_v < 13,79 \quad . \text{ On adopte : } e_v = 12 \text{ cm}$$

c) Epaisseur de palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,80 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 14 \text{ cm}$.

d) Evaluation des charges et des surcharges :

Paillasse :

désignation	γ (kN/m ³)	poids KN/m ²
1. Revêtement en carrelage horizontal (e=2cm)	20	0,40
2. Mortier de ciment horizontal (e=2cm)	20	0,40
3. Lit de sable (e=2cm)	18	0,36
4. Revêtement en carrelage vertical (e=2cm) C.H x h/g	20* 17/30	0,23
5. Mortier de ciment vertical (e=2cm) M.H x h/g	20* 17/30	0,23
6. Poids propre de la paillasse $e_p(12) \cdot \gamma_b / \cos\alpha$	25/0,87	3,44
7. Poids propre des marches $22 \times h/2$	22	1,87
8. Garde- corps	/	0,10
9. Enduit en plâtre (e = 2 cm)	10/0,87	0,23
Charge permanente G		7,26
Surcharge d'exploitation Q		2,5

Tableaux II.6 : Descente des charges (Paillasse)

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1m = 13,55 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1m = 9,76 \text{ KN/ml}$$

Palier :

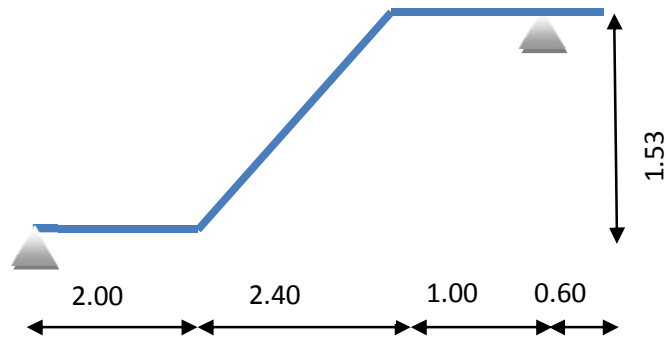
Désignation	γ (kN/m ³)	Poids KN/m ²
1. Carrelage (e=2cm)	25	3,50
2. Mortier de pose (e=2cm)	20	0,40
3. Lit de sable (e=2cm)	20	0,40
4. Poids de propre du palier $e_p = (14cm)$	18	0,36
5. Enduit de plâtre (e=2cm)	10	0,20
Charge permanente G		4,86
Surcharge d'exploitation Q		2,5

Tableaux II.7 : Descente des charges (Le Palier)

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1m = 10,31 \text{KN/ml}$$

$$Q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1m = 7,36 \text{ KM/ml}$$



Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1).

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99.

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

D'après le **RPA 99 (article 7.7.1)** :

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : porté du voile. Et a : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des

II.3.4.1 Pré dimensionnement des voiles :

Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Pour le sens y (sens porteur) :

$$h_{e_{max}} = h_e - h_{pou} = 3.06 - 0.40 = 2.66m$$

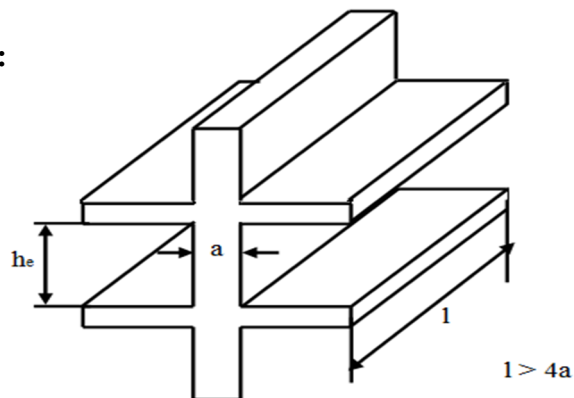
Avec : h_e : hauteur R.D.C

h_{pou} : hauteur de plancher

$$\text{D'où : } a \geq \frac{266}{20} = 13.30cm$$

On prend : $a = 20cm$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de $e = 15 \text{ cm}$.



➤ **Vérification de la largeur : (Art 7.7.1)**

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

$$L_{\min} \geq 4a \Leftrightarrow 461\text{cm} > 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.1.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « **G** » et à la surcharge d'exploitation « **Q** » due à la main courante qui crée un moment « **M_Q** » au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire, la fissuration étant prise préjudiciable

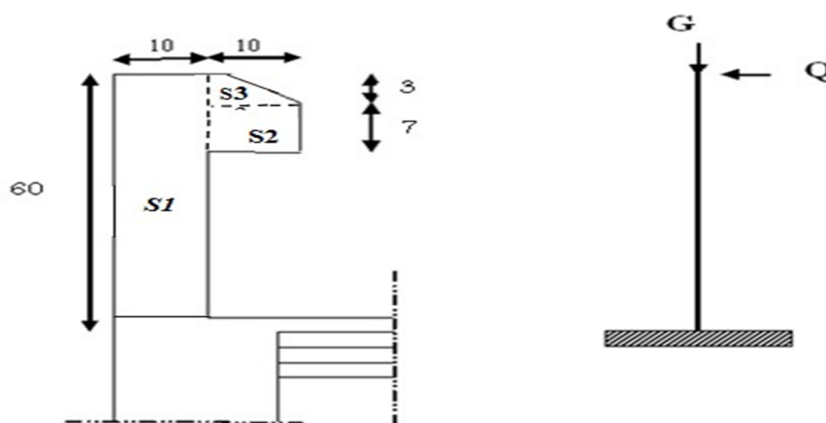



Figure. II.3. Coupe verticale de l'acrotère

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

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

 *Chapitre – III –*

Etude des éléments non structuraux

III.1 Acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

III.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :

III.1.2.1 Charges permanentes et charges d'exploitation :

- **Charge permanente**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 1,712 \text{ kN / m}$$

- **Charge d'exploitation**

On prend en considération l'effet de la main courante

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

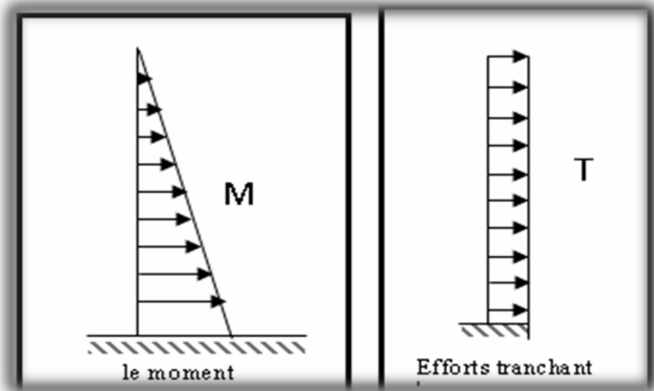
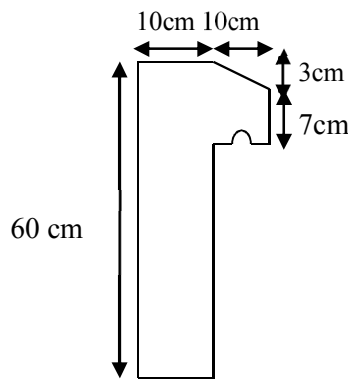


Figure III. 1 : Acrotère

III.1.2.2 Charge aux états limites :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

- **E.L.U**

$$N_U = 1.35G \times 1 = 1.35 \times 1.7125 \times 1 = 2.31 \text{ kN.}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m.}$$

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

- **E.L.S**

$$N_S = 1.7125 \text{ kN.}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m.}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

III.1.3 Enrobage :

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

IV.1.4 Excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.389 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

III.1.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :**III.1.5.1 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

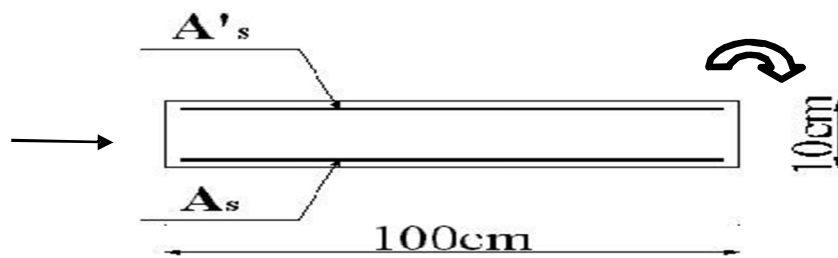
$$M_u = 2.31 \times \left(0.389 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.967 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 2.31 - 0.9 = 0.739 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c') f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.10 - 0.81 \times 0.02) \times 14.2 \times 10^3 \times 0.1 \times 1 = 24.85 \text{ KN.m}$$

$0.967 \text{ KN.m} < 24.85 \text{ KN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

**III.1.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$M_U = 0,967 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.20} = 0.0084$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(\sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \left(\sqrt{1 - 2 \times 0.0084} \right) = 0.0105$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - (0.4 \times 0.0105) = 0.995$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.967 \times 10^3}{0.995 \times 9 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

III.1.5.3 Calcul de la section d'armatures en :

a) Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.967 \times 10^3}{0.995 \times 9 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.31 - \frac{2.31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.243 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.1.5.4 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,712 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$M_S = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m.}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,712} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_{s,\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.445}{e_s - 0.185}$$

$$A_{s,\min} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35 - 0.445}{35 - 0.185} = 1.078 \text{ cm}^2$$

On adopte **5Φ8 p.m**; $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$; avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_r = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Soit : **4Φ6 p.m.** $St = 25 \text{ cm}$.

III.1.6 Les vérifications :**III.1.6.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :**• **Moment de service :**

$$M_s = N_s \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_s = 1.7125 \times \left(0.35 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.654 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 50y^2 + 30.15y - 271.35 = 0 \Rightarrow y = 2.008 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 2.008^3 + (15 \times 2.51) \times (9 - 2.008)^2 \Rightarrow 2110.21 \text{ cm}^4$$

III.1.6.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} \times y = \frac{0.654 \times 10^3}{2110.51} \times 2.008 = 0.622 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.622 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.6.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration très préjudiciable}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (200 \text{ MPa} ; 164,97 \text{ MPa}) = 164,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{654}{2110,21} \times (9 - 2,008) = 26,00 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 26,00 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

III.1.6.4 Contrainte de cisaillement :

$$T_u = 1,50 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 9} = 0.167 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.6.5 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 $A = 0,25 \dots \dots \dots \text{tableau (4.1)}$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8 \dots \dots \dots \text{tableau (6.1)}$

W_p : Poids propre de l’acrotère $W_p = 1,712 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,712 = 0,37 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.6.6 Disposition du ferrailage :

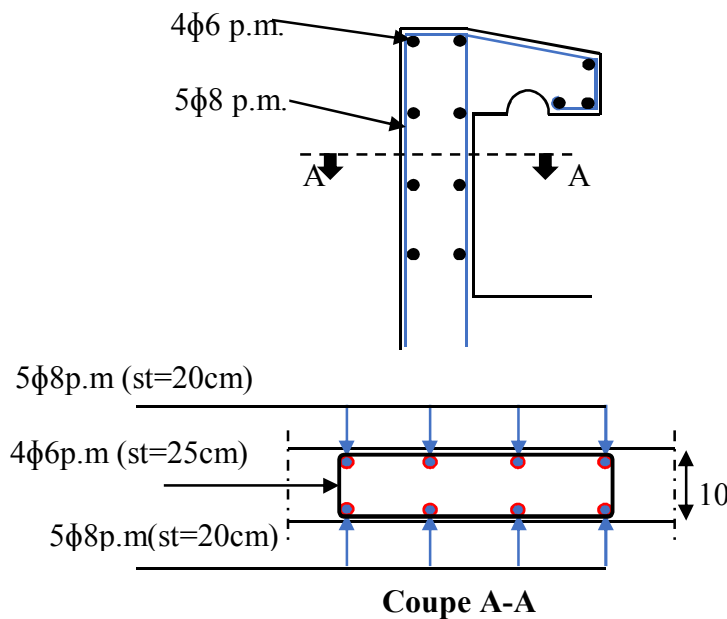


Figure III.2. : Ferrailage de l’acrotère

III.2. Les balcons:

III.2.1. Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d’une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

On a un seul type de balcons : $L=1.40$ m

III.2.2. Étage courant:

Charge Permanente: $\longrightarrow G = 5.90 \text{ KN} / \text{m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $\longrightarrow Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III.2.3. Calcul des sollicitations

La hauteur du mur : $h = 0.90\text{m}$.

On prend une bande de 1 m.

La charge $P = 1.53 \text{ KN} / \text{m}^2 \times 0.90\text{m} \times 1.00\text{m} = 1.377 \text{ KN}$

III.2.4. Les combinaisons d'action:

• ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.90) + (1.5 \times 3.5) = 13.215 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$p_u = 1.35P = 1.35 \times 1.377 = 1.85 \text{ KN} / \text{ml}.$$

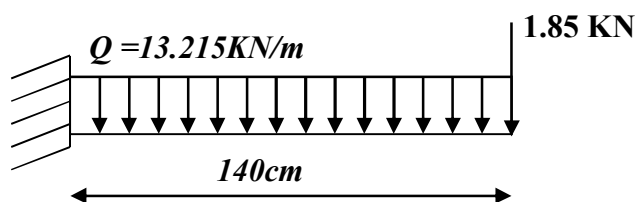
• ELS :

$$q_s = G + Q = 9.4 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$p_s = P = 1.377 \text{ KN}.$$

$$M_a = \left(\frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left(\frac{13.215 \times 1.4^2}{2} + 1.85 \times 1.40 \right) = 14.56 \text{ KN.m}$$

$$T_a = (ql + p) = (13.215 \times 1.40) + 1.85 = 20.35 \text{ KN}.$$



III.2.5. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va étudier le balcon le plus sollicité : fissuration peu préjudiciable

On prend : $C = 2$ cm ; $h = 14$ cm ; $d = 0.9xh = 12.6$ cm ; $b = 1$ ml

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.56 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.2} = 0.0645 < 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0645)}\right) = 0.0834$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.0834) = 0.966$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.56 \times 10^3}{0.966 \times 12.6 \times 348} = 3.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.2.6. Vérification :

a) :Vérification à l'E.L.U :

•Condition de non fragilité :selon le BAEL 91, Modif 99

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.521 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Pourcentage minimal : BAEL91, Modif 99

$$A_L = 0.1\% \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

• Contrainte de cisaillement: BAEL 91, Modif 99

$$T_u = 20.35 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20.35 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.162 \text{ Mpa.}$$

▀ Comme la fissuration est préjudiciable:

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

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.16 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b) 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 :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.56}{11.13} = 1.30$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \left(\frac{1.30 - 1}{2}\right) + \left(\frac{25}{100}\right) = 0.40 < \bar{\alpha} = 0.083 \Rightarrow \text{c.v}$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b
- Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors pas de vérification de σ_s .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (3.44 ; 1,521 ; 1.4) \text{ cm}^2$.

$A = 3.44 \text{ cm}^2$. ; On prend : $A = 5\text{T}12$ (soit 5.65 cm^2)

– **Armature de réparation :**

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 ; \quad \text{On prend : } A_r = 4\text{T}10 \text{ (soit } 3.14 \text{ cm}^2)$$

– Espacement des armatures :

1). armature longitudinal :

- $SL \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

- $SL = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$; Soit : $SL = 25 \text{ cm}$

2). armature de répartition :

- $S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

- $SL = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$; Soit : $S_r = 25 \text{ cm}$.

III.2.7. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\blacksquare \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{140} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 \geq 0.0625 \quad \longrightarrow \text{ C.V}$$

$$\blacksquare \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12.6} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0035 \leq 0.0105 \quad \longrightarrow \text{ C.V}$$

$$\blacksquare \frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{140} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0.1 \geq 0.00 \quad \longrightarrow \text{ C.V}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.2.8. Ferrailage des balcons :

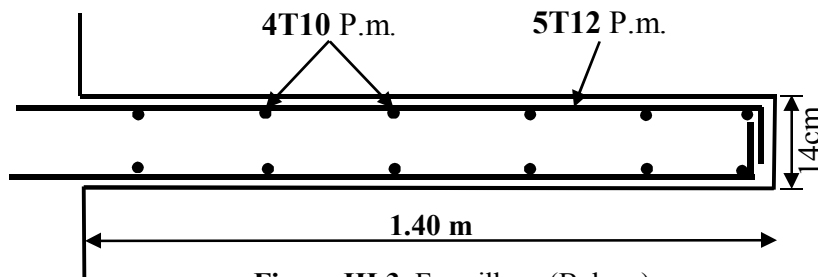


Figure III.3. Ferrailage (Balcon)

III.3. Les escalier :

III.3.1. Introduction:

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

III.3.2. Les charges appliquées :

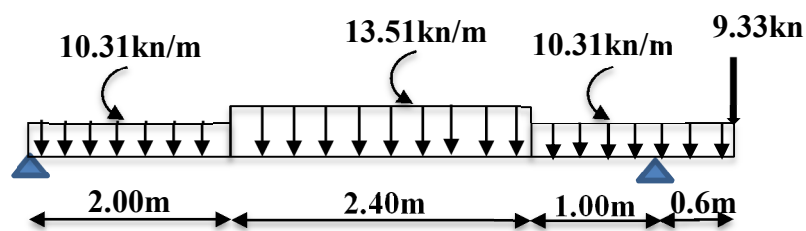
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	7.26	2.5
Palier	4.86	2.5
La charge p	6.91 KN	/

III.3.3. Combinaisons d'action :

- E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q$
- E.L.S : $q_{ser} = G + Q$
- E.L.U : $p_u = 1,35P$
- E.L.S : $p_{ser} = P$

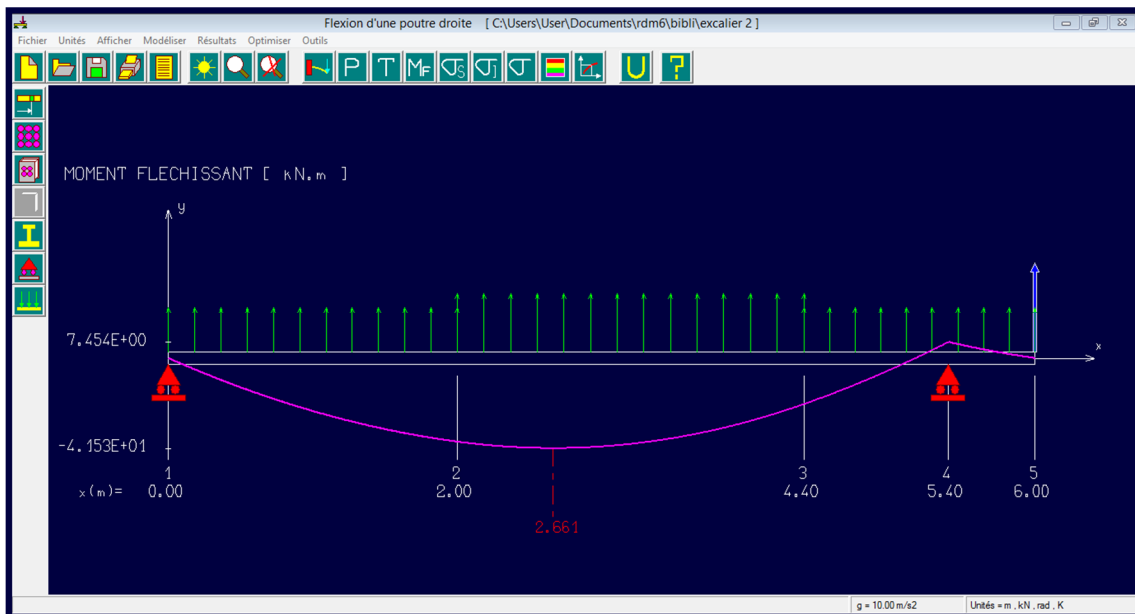
	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)	La charge P(KN)
E.L.U	10.31	13.51	9.33
E.L.S	7.36	9.76	6.91

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13.51 - 10.31}{10.31} = 0.31 = 31\% > 10\% \quad \text{On garde le schéma statique réel.}$$

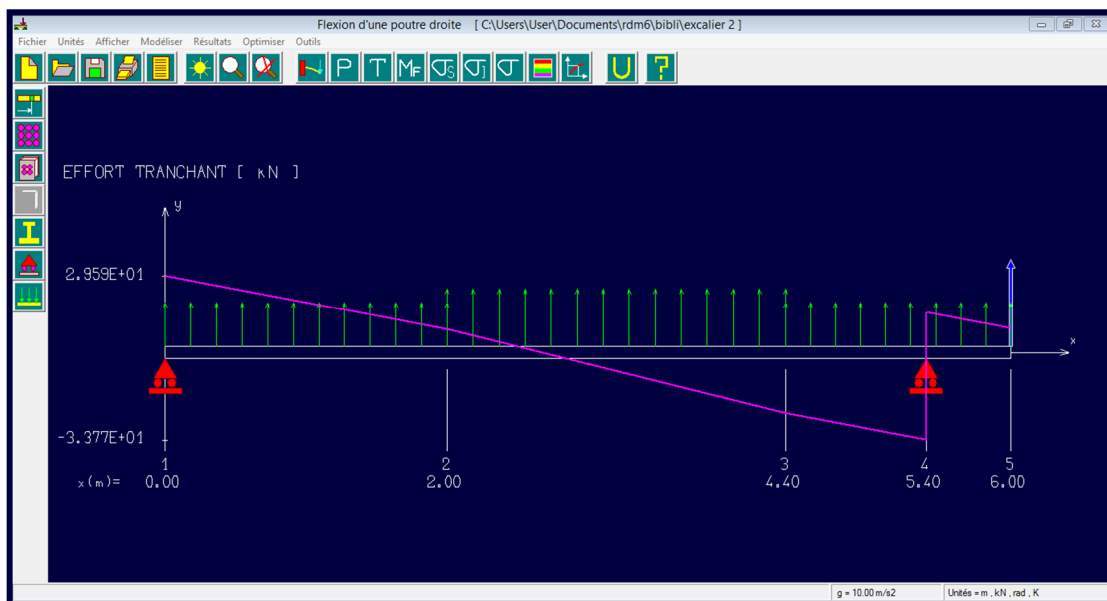


- Calcul des sollicitations se fait en utilisant (RDM6)

– Moments fléchissant :



✓ Efforts Tranchants



Moment isostatique : $M_0 = 41.53 \text{ KN.m}$.

Moments sur appuis : $M_a = 0.4 \times M_0 = 16.612 \text{ KN.m}$

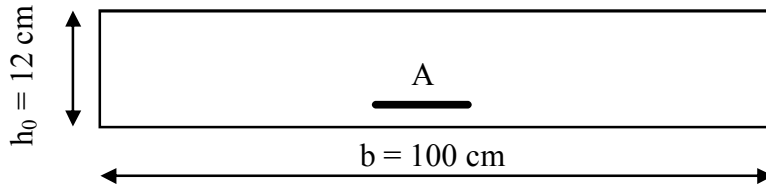
Moments en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 35.30 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = 33.77 \text{ KN}$.

Tableau récapitulatif :

	Mo(kN.m)	Ma=0,4Mo	Mt = 0,85 Mo	Tu(Kn)
U.L.U	41.53	16 .612	35.30	33.77
U.L.S	29.8	11.92	25.33	24.3

III.3. 4. Calcul du ferrailage :



III.3.4.1. Armatures longitudinales : (la paillasse).

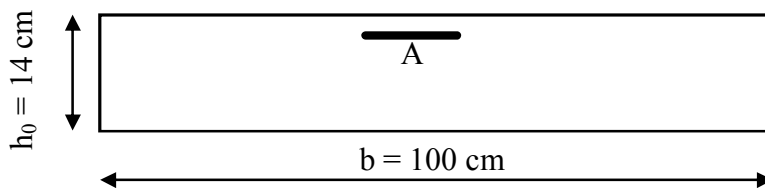
$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ , MPa}$, $\mu_l = 0.392$, $\mu < \mu_l$ $\dot{\lambda} = 0$

avec : $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.213$; l'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$; $e = 12 \text{ cm}$; $d = 10.8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.302 \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.879$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.30 \times 10^3}{0.879 \times 10.8 \times 348} = 10.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.3.4.2. Armatures longitudinales : (le palier).



avec : $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.055$; l'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$; $e = 14 \text{ cm}$; $d = 12.6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.070 \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.972$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.61 \times 10^3}{0.972 \times 12.6 \times 348} = 3.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

	M	μ	α	β	Acal(cm2)
Travée	35.30	0.15	0.204	0.918	10.68
Appuis	16.61	0.055	0.070	0.972	3.89

2. E.L.S :

Il faut vérifier : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (Mpa)	α	$\bar{\alpha}$	condi
En travée	35.30	25.33	1.39	25	0,204	0,445	C.V
En Appuis	16.61	11.92	1.39	25	0,070	0,445	C.V

♦ **Condition de non fragilité : BAEL 91 (palier)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.521 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

♦ **Pourcentage minimal : BAEL91**

$$A_L = 0.1\% b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_L (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
travée	10.68	1.304	1.2	10.68	7T14=10.78
Appuis	3.89	1.521	1.4	3.89	5T12=5.65

III.3.4.3. Les armatures de répartitions :

$$A_{re} = \frac{A_{adp}}{4}$$

Elément	$A_{adp.p}$ (cm ²)	A_{re} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	10.78	2.69	4T12=4.52
appuis	5.65	1.41	4T10=3.14

III.3.5. Espacement entre les armatures : BAEL91

a) Armatures longitudinale :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min (42 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

- Appuis : $100/5=20 \text{ cm}$.

- Travée : $100/7=15$ cm.

b) Armatures de répartition :

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 14; 33 \text{ cm}) = \min(56; 45) = 33 \text{ cm}$$

- Appuis : $100/4=25$ cm .

- Travée : $100/4=25$ cm .

III.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : selon le BAEL91, Modif 99. (Art A.5.1, 1)

$$T_u = 33.77 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{33.77 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.270 \text{ Mpa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{e28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.270 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.7. vérification de la flèche : BAEL 91, Modif 99. (ART : B.6.5.1) :

$$\blacksquare \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{200} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.07 \geq 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

$$\blacksquare \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12.6} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0044 \leq 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

▮ On à les conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche selon les règles de (BAEL 91)

• **Vérifications des contraintes à l'E.L.S. :**

$$M_{ser \max} = 29.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{ser \max} = 25.33 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{ser \max} = 8.94 \text{ kN.m}$$

✓ **En travée :** $A_s = A_t = 10,78 \text{ cm}^2 / m$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 50 y^2 + 161.7 y - 1746.36 = 0 \Rightarrow y = 4.06 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 4.06^3 + (15 \times 10.78) \times (10.8 - 4.06)^2 \Rightarrow 9576.42 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M t_{ser}}{I} \times y = \frac{25.33 \times 10^3}{9576.42} \times 4.06 = 10.73 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10.73 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appuis** : $A_s = A_t = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m}$

d) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 50 y^2 + 84.75 y - 1067085 = 0 \Rightarrow y = 3.69 \text{ cm}$$

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

e) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 3.69^3 + (15 \times 5.65) \times (12.6 - 3.69)^2 \Rightarrow 2429.90 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M t_{ser}}{I} \times y = \frac{8.94 \times 10^3}{2429.90} \times 3.69 = 13.57 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 13.57 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.7.1 Disposition du Ferrailage:

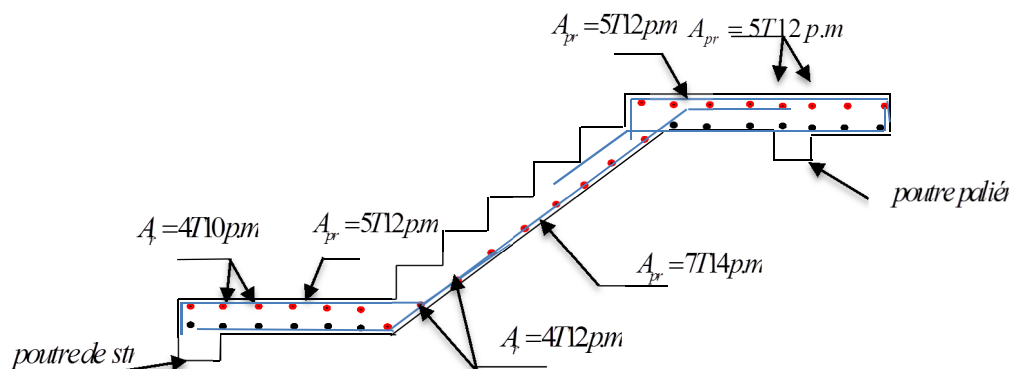


Figure III.4: Représentation du ferrailage de l'escalier

III.4. Poutre palière:**III.4.1. Pré-dimensionnement :**

- Selon le BAEL 91 A partir de la condition du flèche
- La hauteur (h) de la poutre palière doit être :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{pou.p}$$

$L_{pou.p}$: la portée du poutre palière $L_{pou.p} = 450$ cm

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \times 450 \Rightarrow (30 \div 45).$$

On prend $\longrightarrow h = 35$ cm

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.4 \times 35$$

$$12 \leq b \leq 16$$

On prend $\longrightarrow h = 30$ cm

D'après le RPA99/version 2003(ART 7.5.1), les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm $\Rightarrow h = 35 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm $\Rightarrow b = 30 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

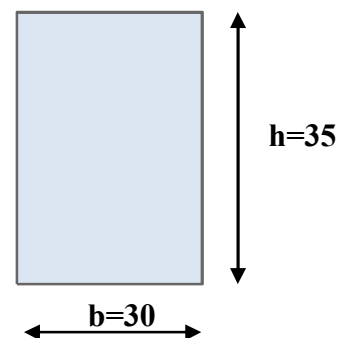
$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1.16 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on choisie une section de la poutre palière (30×35) cm²

III.4.2. Evaluation des charges :

On prend une largeur d'escalier qui est: b = 1m donc les charges sont

- poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.4$ KN/m²
- effort Tranchant : 33.7 KN

**III.4.3. Combinaison d'action :**

Charge permanent	Charge d'exploitation
G = 2,4 KN/m	Q = 2,5 KN/m

▪ PELU : $qu = (1.35 \times 2.4) + (1.5 \times 2.5) = 6.99$ KN / ml

: $pu = 33.77$ KN / ml

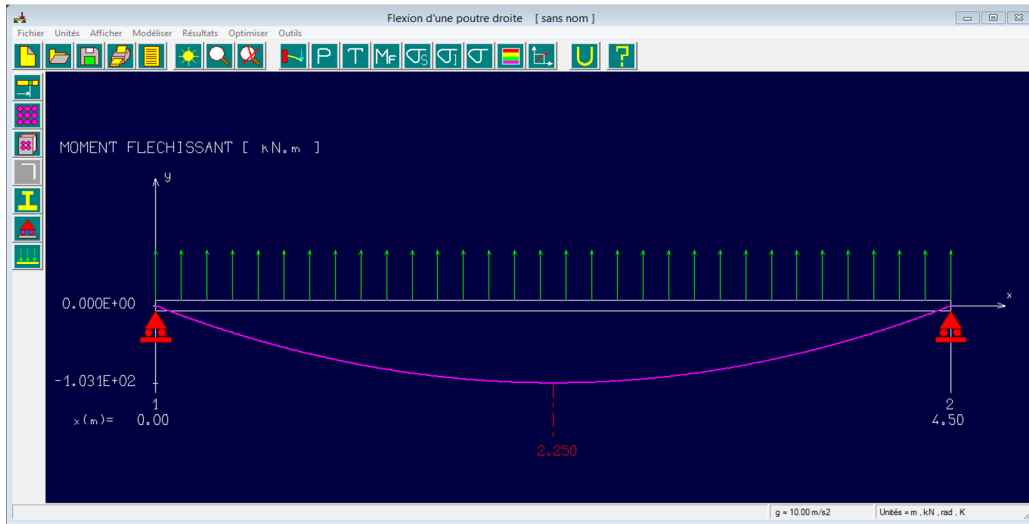
: $q_u = 33.77 + 6.99 = 40.76 \text{ KN / ml}$

▪ PELS : $q_s = (2.4 + 2.5) = 4.9 \text{ KN / ml}$

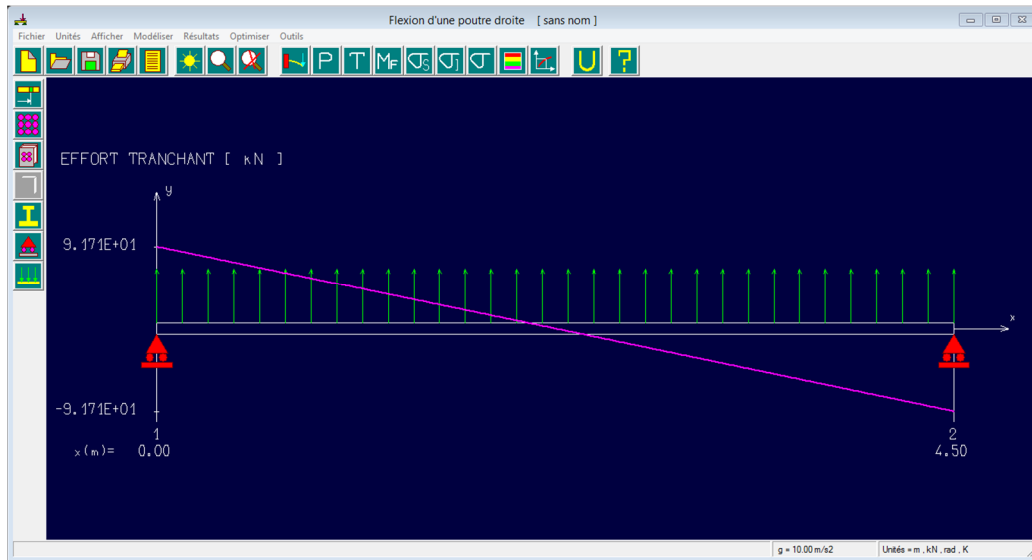
: $p_s = 24.3 \text{ KN / ml}$

: $q_s = 4.9 + 24.3 = 29.2 \text{ KN / ml}$

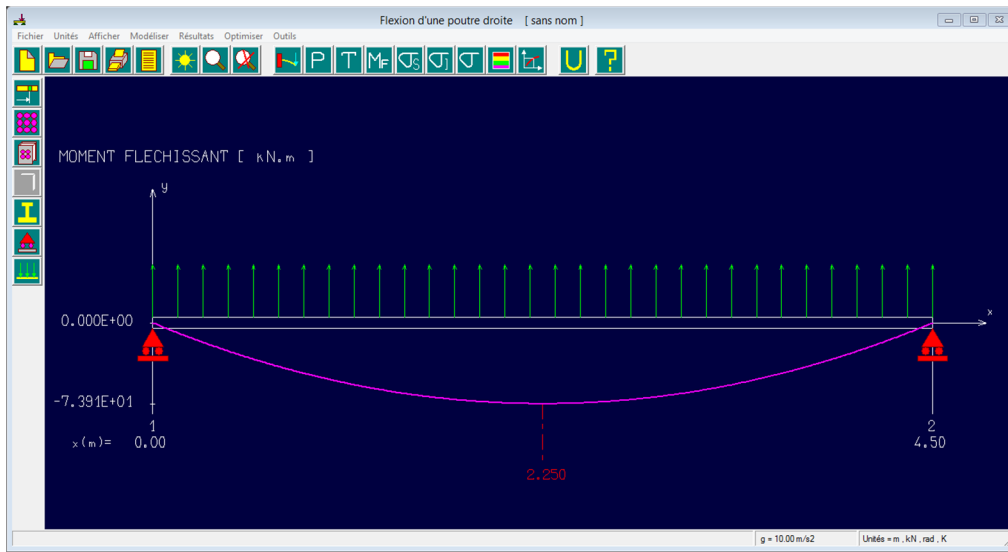
➤ **MOMENT FLECHISSEMENT :E.L.U.**



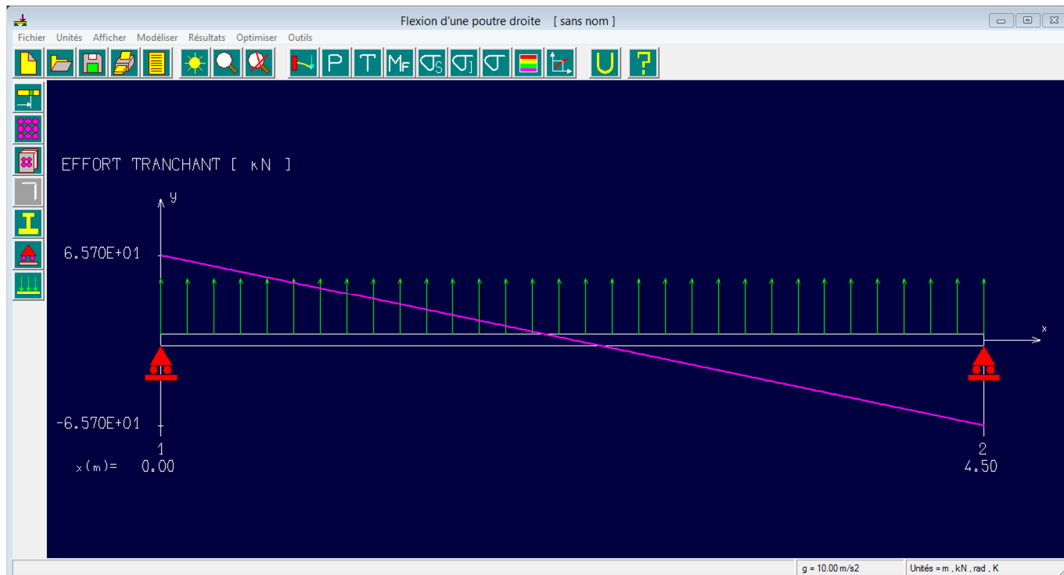
➤ **EFFORT TRANCHANT :E.L.U.**



➤ MOMENT FLECHISSANT : E.L.S



➤ EFFORT TRANCHANT :E.L.S.



Moment isostatique : $M_0 = 103.1 \text{ KN.m}$.

Moment sur appui : $M_a = 0.4 \times M_0 = 41.24 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 87.63 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = 91.71 \text{ KN}$.

	$M_0(\text{KN})$	$M_a=0,4M_0$	$M_t=0,85M_0$	$T_u(\text{Kn})$
E.L.U	103.1	41.24	87.63	91.71
E.L.S	73.91	29.564	62.82	65.70

■ En travée :

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{87.63 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.207 < 0.392 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.207)}) = 0.293$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.293) = 0.882$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{87.63 \times 10^3}{0.882 \times 31.5 \times 348} = 9.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

—————> on adopte : 6HA14 avec : $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$..

■ En appuis :

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.24 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.097 < 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.097)}) = 0.128$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.128) = 0.949$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41.24 \times 10^3}{0.949 \times 31.5 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

—————> on adopte : 3HA14 avec : $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$..

III.4.4. Vérification :

a) Vérification à l'E.L.U :

• Condition de non fragilité : BAEL 91

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.141 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage minimal : BAEL91

$$A_L = 0.1\% \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

• Contrainte de cisaillement: BAEL 91

$$T_u = 91.71 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{91.71 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.970 \text{ Mpa.}$$

▮ Comme la fissuration est préjudiciable:

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

$$\bar{\tau} = 3.33Mpa > \tau_u = 0.970Mpa.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b) 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 :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{103.1}{73.91} = 1.394$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \Rightarrow \left(\frac{1.394 - 1}{2}\right) + \left(\frac{25}{100}\right) = 0.447 > \bar{\alpha} = 0.293 \Rightarrow c.v$$

-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 a E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (9.06 ; 1,141 ; 1.05) \text{ cm}^2.$$

$$A = 9.06\text{cm}^2. \quad ; \quad \text{On prend : } A = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_L(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
travée	9.06	1.141	1.05	9.06	6T14 = 9,24
Appuis	3.96	1.141	1.05	3.96	3T14 = 4,62

– **Armatures transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0.003 \times S \times b$

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t\right) = \left(\frac{35}{4}; 12\Phi_t\right) \Leftrightarrow s = 8.75\text{cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 30 = 0.787\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte 2HA8 (1,01 cm)}$$

Espacement des armatures (Ar)

▮ dans la zone nodale $S_t \leq 10\text{cm}$

▮ Dans la zone courante $S_t \leq 15\text{cm}$

III.4.5. vérification de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{140} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 \geq 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{c.v}$$

$$\bullet \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12.6} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0035 \leq 0.0105 \longrightarrow \mathbf{c.v}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{14}{140} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0.1 \geq 0.00 \longrightarrow \mathbf{c.v}$$

III.4.6. Dessin de ferrailage de la poutre palière :

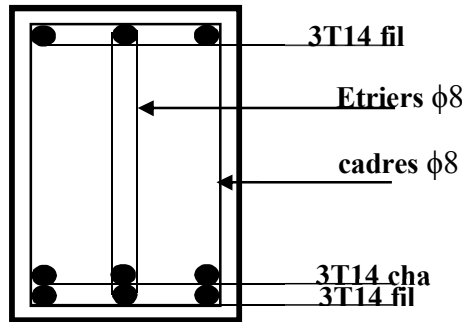


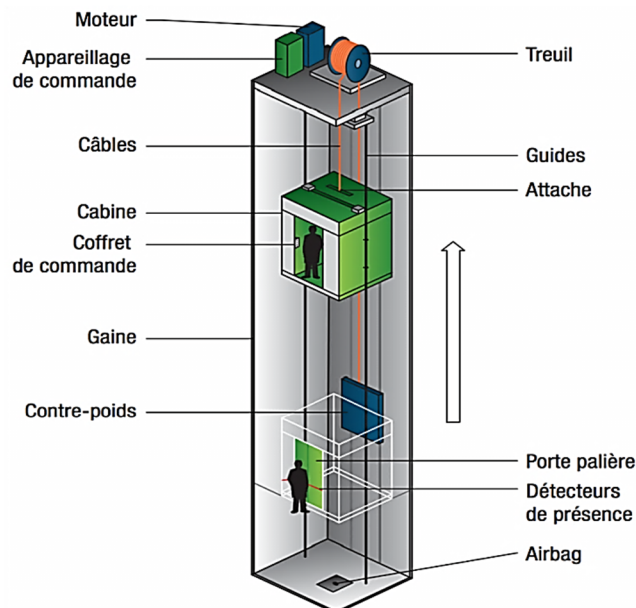
Figure. III.5: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5 : La dalle d’ascenseur :

L’ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l’intérieur d’un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l’usage des escaliers devient fatigant.

L’ascenseur est installé dans la cage d’ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l’ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des



III.5.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contrepoids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,2 m

Profondeur de la cabine : 1,50 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 21,42 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,5) + 1,2) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$.

On a $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,20 = 127,51 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2,2 \times 1,70 = 3,74 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3,74 = 411,4 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 3,74 = 74,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,30) = 164 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur

$$\blacksquare \text{ Poids mort total : } P_m = \sum M_i = 1087,71 \text{ kg}$$

$$\blacksquare \text{ Contre poids : } P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1087,71 + \frac{675}{2} = 1425,51 \text{ kg}$$

III.5.2 Calcul de la charge totale q_u :

III.5.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport

$\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que

soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec : $C_s = 12$ C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

$$\text{On néglige } M_g \text{ devant } (Q + P_m) \text{ donc : } (M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1087,71) = 21152,52 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{21152,52}{0,85} = 24885,31 \text{ kg}$$

$$\text{La charge de rupture pour « n » câble est : } C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

$$\text{Pour un câble de } d = 12,22 \text{ m et } m = 2 \text{ on a : } C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24885,51}{8152 \times 2} = 1,52$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.5.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 23,62 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 23,62 = 24,18 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1087,71 + 24,18 = 1786,89 \text{ kg}$$

III.5.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(\text{câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1786,89} = 15,51 > 12 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

III.5.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1087,71 + 1425,51 + 1200 + 24,18 = 3737,4 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6062,49 \text{ kg}$$

III.5.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6062,49 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6062,49}{4} = 1515,62 \text{ kg / m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

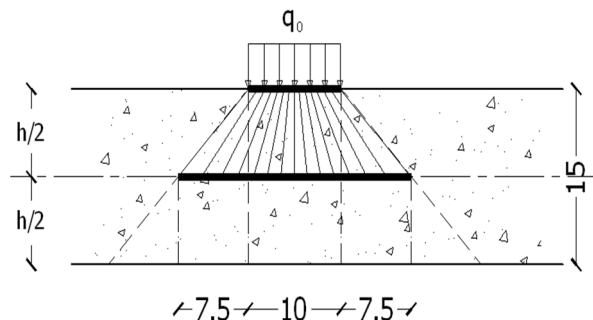
Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle , $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.



$$\mu_c = 2(U + V)U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \quad L_x = 1,50 \text{ m} \text{ et } L_y = 1,80 \text{ m}$$

$$V = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

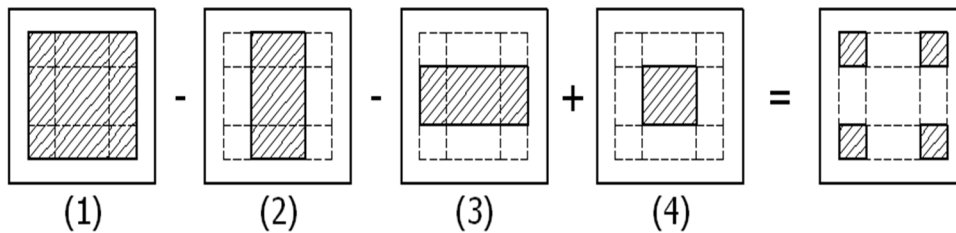
$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1515,62 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.5.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



a) Surfaces des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

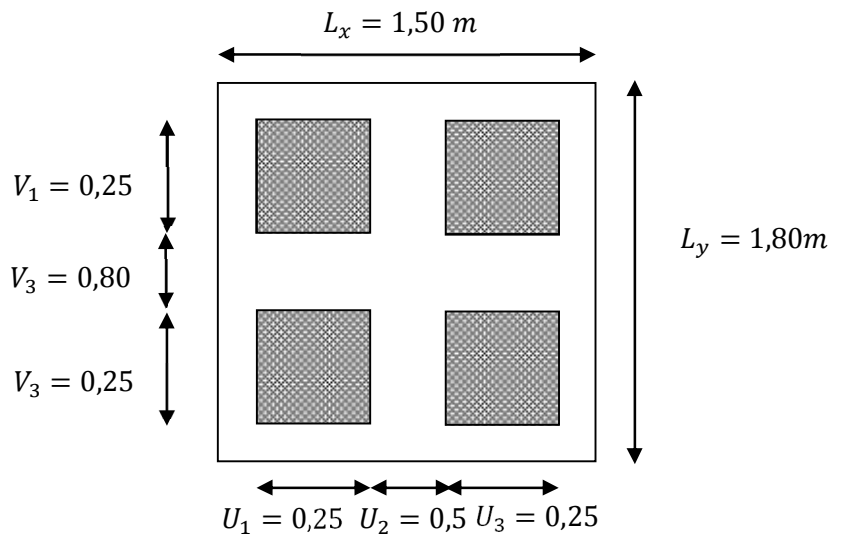
$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 130 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 80 \text{ cm} \end{cases}$$



Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1) P$$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($\nu = 0$): $M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2 est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6062,49}{0,25 \times 0,25} = 96999,84 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,50 \text{ m}$ et $L_y = 1,80 \text{ m}$.

Rectangle	$\frac{u}{x_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,66	0,72	0,09	0,043	1,3	126099,79	11348,98	5422,29
2	0,33	0,72	0,116	0,048	0,65	63049,89	7313,78	3026,39
3	0,66	0,44	0,103	0,057	0,8	77599,87	7992,78	4423,19
4	0,33	0,44	0,137	0,066	0,4	38799,93	5311,48	2560,79

Tableau III. 2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1353,9 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 533,5 \text{ kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

1) Chargement :

$$L_x = 1,50\text{m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

– Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$

– Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$

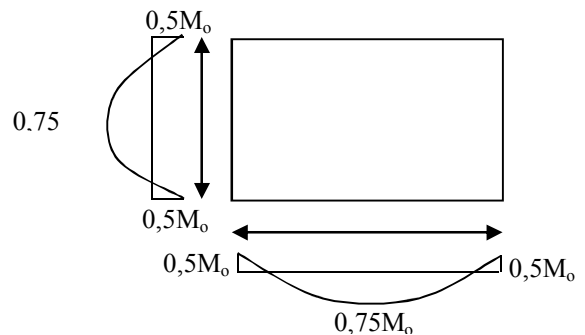


Figure III.6 : Les moments appliqués à la dalle

2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,80} = 0,83$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 75,30 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 51,58 \text{ kg.m} \end{cases}$

$$\alpha = 0,83 \rightarrow \mu_x = 0,051 \text{ et } \mu_y = 0,685$$

Donc :

3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1353,9 + 75,30 = 1429,2 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 533,5 + 51,58 = 585,58 \text{ kg. m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 1071,9 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 439,185 \text{ kg. m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 714,6 \text{ kg. m}$$

IV.4.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

En travée :

- **Sens L_x :**

- ❖ **Le moment ultime :**

$$M_{tx} = 1071,9 \text{ kg. m} = 10719 \text{ N.m}$$

- ❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10719}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,041 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,980$

- ❖ **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10449,3}{0,980 \times 13,5 \times 348} = 2,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Sens L_y :**

- ❖ **Le moment ultime :**

$$M_{ty} = 439,185 \text{ kg. m} = 4391,85 \text{ N.m}$$

- ❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4391,85}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,995$

- ❖ **La section d'acier :**

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4391,85}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sur appuis :

▀ **Le moment ultime:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 714,6 \text{ kg. m} = 7146 \text{ N.m}$$

▀ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7146}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,986$

▀ **La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7146}{0,987 \times 13,5 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▀ **Section minimale des armatures :**

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,85$, on peut appliquer la formule suivante :

• **Sens L_y :**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_a = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

• **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 2,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{sx} = 2,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_a = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

• **Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T12 \text{ p.m} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Armatures transversales :

Vérification nécessité de disposer des armatures transversales La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \overline{\tau_u} = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,50}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{0,83}{2}\right)} = 347,83 \text{ N} = 0,34 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,50}{3} = 328,12 \text{ N} = 0,32 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1514,34}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 2019,12 \text{ N} = 20,19 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{1514,34}{3 \times 0,25} = 2019,12 \text{ N} = 20,19 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 0,34 + 20,19 = 20,53 \text{ kN}; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,32 + 20,19 = 20,51 \text{ kN}; \text{ Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x}; V_{u \text{ tot } y}) = 20,53 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{20,35 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,15 \text{ MPa}$$

15 cm ≤ h₀ = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6 Vérification à l'E.L.S :

- **Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :**

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \Rightarrow \text{avec : } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3737,4 + 675) \frac{1}{4} = 1103,1 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1103,1}{0,25^2} = 17649,60 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17649,60 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = 1,50 m et L_y = 1,80 m .

Rectangle	$\frac{u}{x_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M _x (kg.m)	M _y (kg.m)
1	0,66	0,72	0,09	0,043	1,3	91777,92	8260,01	3946,45
2	0,33	0,72	0,116	0,048	0,65	45888,96	5323,11	2202,67
3	0,66	0,44	0,103	0,057	0,8	56478,72	5817,30	3219,28
4	0,33	0,44	0,137	0,066	0,4	28239,36	3868,79	1863,79

Tableau III. 4 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

• **Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 988,39 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 388,29 \text{ kg.m}$$

• **Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

Chargement :

$$L_x = 1,50 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

– Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$

– Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime :

$$q_{ser} = G + Q = 4412,4 \text{ kg / m}$$

• **Moments dus au charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,80} = 0,83$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :
$$\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,83 \Rightarrow \mu_x = 0,0596 \text{ et } \mu_y = 0,751; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0xr} = 591,70 \text{ kg.m} \\ M_{0yr} = 444,36 \text{ kg.m} \end{cases}$$

• **Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 1580,09 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 832,65 \text{ kg. m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 1185,06 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 624,48 \text{ kg. m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 790,04 \text{ kg. m}$$

III.5.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

En travée :

$$M_{tx} = 11850,6 \text{ N. m} ; A_{tx} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1144,12 = 0 \rightarrow y = 3,86 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,86^3}{3} + (15 \times 5,65 \times (13,5 - 3,86)^2) = 9792,86 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11850,6}{9792,86} \times 3,86 = 4,67 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,67 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- **Sur appuis :**

$$M_a = 7900,4 \text{ N.m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ ml} ; A' = 0$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0 \rightarrow y = 3,35 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,35^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,35)^2) = 7326,35 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7900,4}{7326,35} \times 3,35 = 3,61 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,61 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

• **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{ly} = 6244,8 \text{ N. m} \quad ; \quad A_{ly} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; \quad A' = 0 \quad ; \quad \eta = 15 \quad ; \quad d = 13,5 \text{ cm}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0 \rightarrow y = 3,35 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,35^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,35)^2) = 7326,35 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6244,8}{7326,35} \times 3,35 = 2,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

III.5.8 Disposition du ferrailage :

A. Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_c = 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

B. Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

C. Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{ij}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{L_s; 0,2L_x\}$$

$$L_1 = \max \{35,21; 30\} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left\{ L_s; \frac{L_1}{2} \right\}$$

$$L_2 = \max \{35,21; 17,60\} = 35,21 \approx 35 \text{ cm}$$

D. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

A. Armatures finales :

- Suivant L_x :

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T12 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Suivant L_y :

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 5T10 \text{ p.m avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.5.8 Disposition du ferrailage :

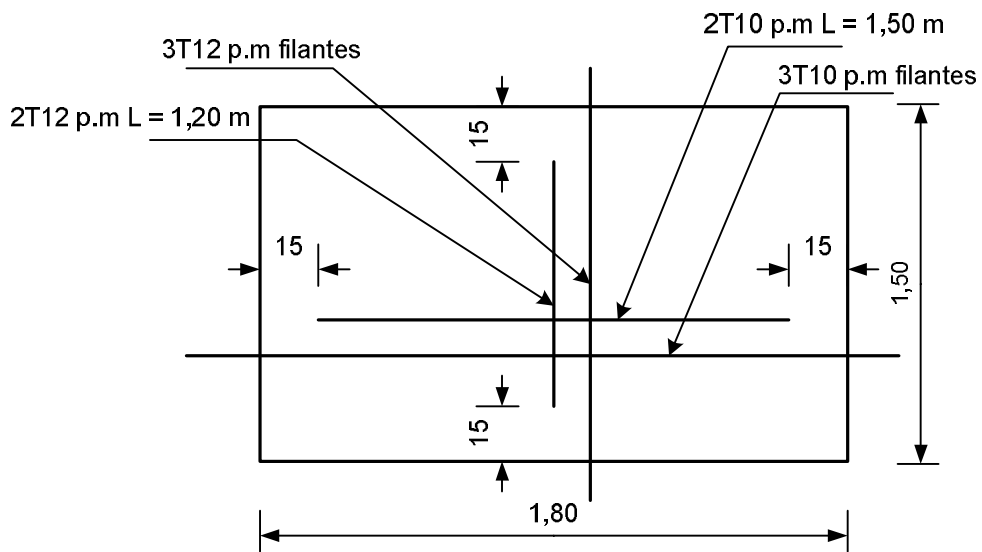


Figure III.7 : Armatures inférieures (travée)

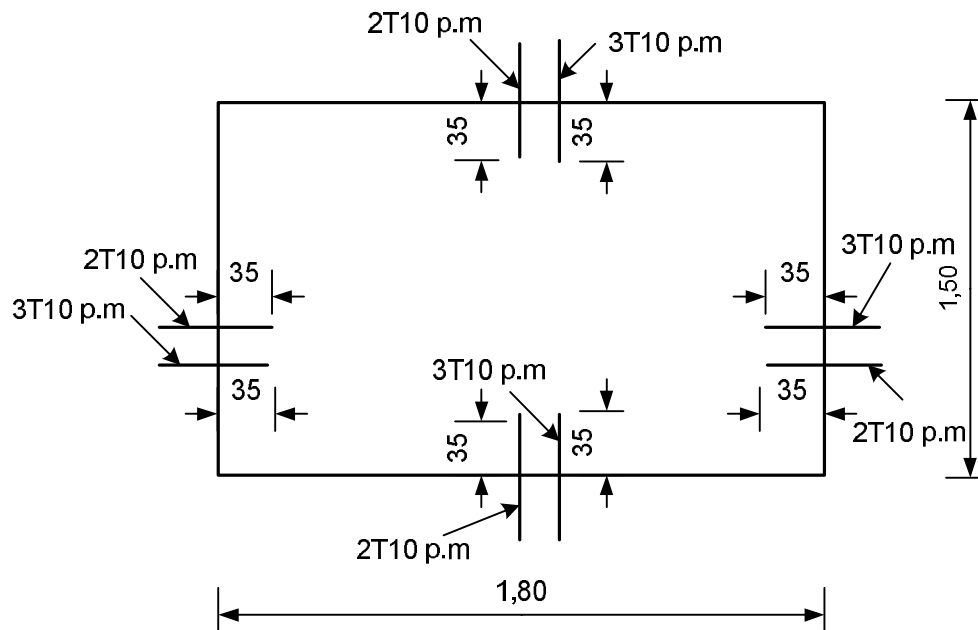


Figure III.8 : Armatures supérieures (sur appuis)

III.5.9 Voile de la cage d’ascenseur :

D’après le R.P.A 99/2003, l’épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On adopte une épaisseur $e_p = 15$ cm .

Dans notre cas le voile de la cage d’ascenseur n’est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

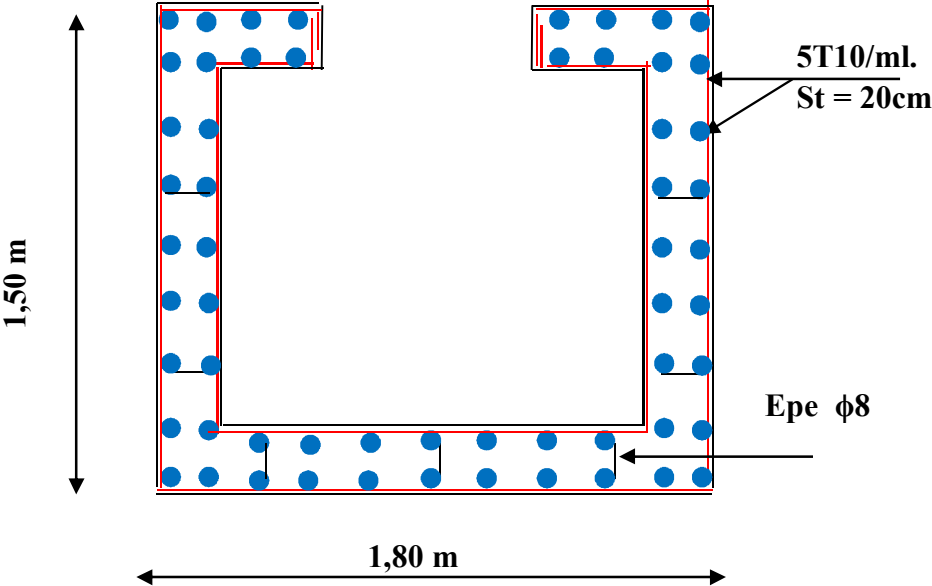


Figure III.9 : Armatures de voile (cage d'ascenseur)



Chapitre – IV –

Etude des planchers

IV. Introduction :

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.
- De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on utilise : Les planchers à corps creux ; avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Justification du choix des planchers à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

IV.1 Calcul du plancher à corps creux :

IV.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

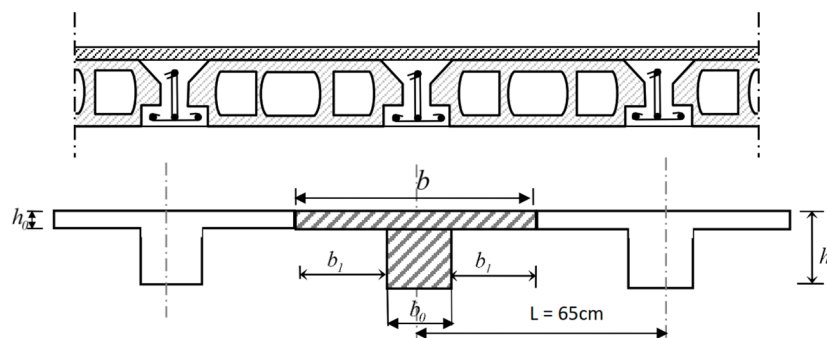


Figure IV.1 : Dimensionnement des poutrelles

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

- Hauteur du plancher : $h_t = 20$ cm
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4$ cm
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm

IV.1.1.1 Calcul de la largeur des poutrelles (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0$ (1)

On a $L = 4,61$ m ; $l_1 = 0,65$ m

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

$$\Rightarrow b_1 = \min(b_1 \leq 26,5 \text{ cm}; b_1 \leq 46,1 \text{ cm}; 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

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 monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

IV.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 concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments

IV.2. Méthode de calcul :

IV.2. 1. Méthode forfaitaire :

Domaine d'application selon le BAEL91 (Art B.6.2, 210)

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

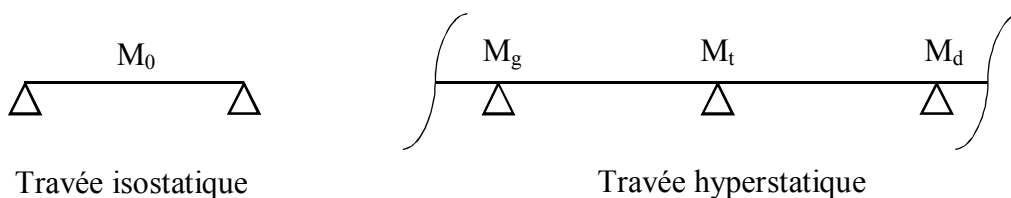
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G; 5 \text{ kN} / \text{m}^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,80 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

– La Fissuration est considérée comme non préjudiciable.

❖ 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.



Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

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

M_d : 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_g et M_d doivent être calculer avec les conditions suivantes :

- **Travée de rive :**

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

- **Travée intermédiaire :**

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

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. **Cas de 2 travées :**

$$0,6M_0$$



2. **Cas de 3 travées :**

$$0,5M_0$$

$$0,5M_0$$



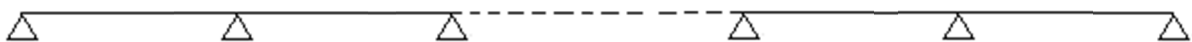
3. **Cas de plus de 3 travées :**

$$0,5M_0$$

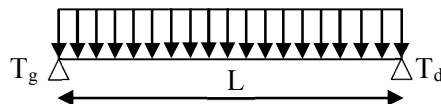
$$0,4M_0$$

$$0,4M_0$$

$$0,5M_0$$



❖ **Principe de calcul de l'effort tranchant :**



$$\left\{ \begin{array}{l} T_g = \frac{M_g - M_d}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_d = \frac{M_g - M_d}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

IV.3. Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

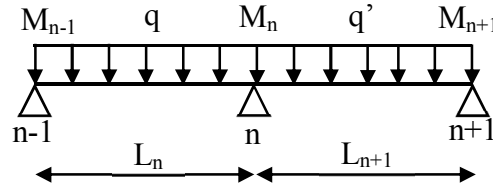
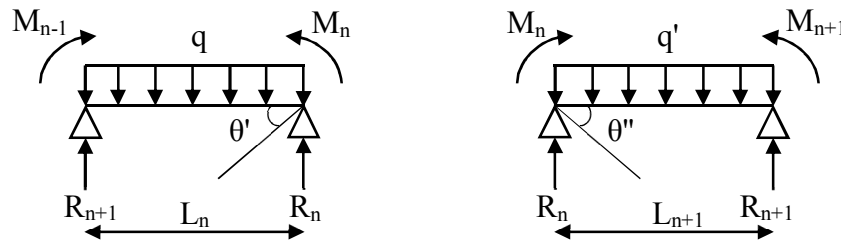


Figure IV.2 Schéma explicatif

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

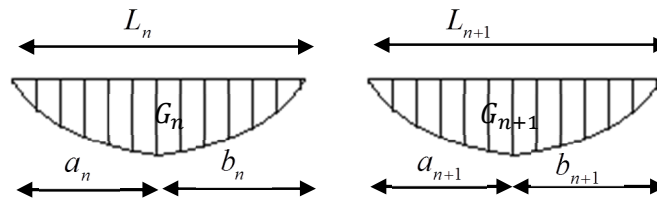


Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta(q)$$

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

IV.4. Calcul des planchers :

- **Plancher étage courant** : D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente = $G = 5.04 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation = $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

- **Plancher terrasse (inaccessible)** : D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente : $G = 5.68 \text{ kN/m}^2$

Surcharge : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

IV.4.1. Combinaisons d'actions :

➤ E.L.U

$$q_{uEC} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.04) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 5.88 \text{ kN / ml.}$$

$$q_{uTER} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.68) + (1.5 \times 1.00)) \times 0.65 = 5.95 \text{ kN / ml.}$$

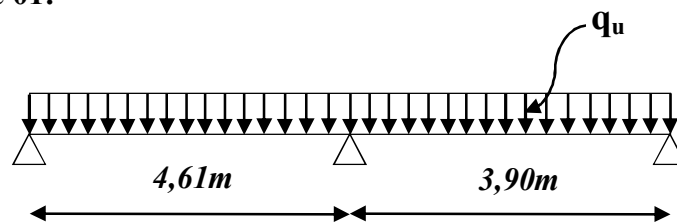
➤ E.L.S

$$q_{sEC} = (G + Q) \times 0.65 = (5.04 + 1.5) \times 0.65 = 4.251 \text{ kN / ml.}$$

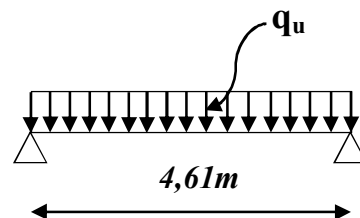
$$q_{sTER} = (G + Q) \times 0.65 = (5.68 + 1.00) \times 0.65 = 4.342 \text{ kN / ml.}$$

IV.4.2. Les types des poutrelles :

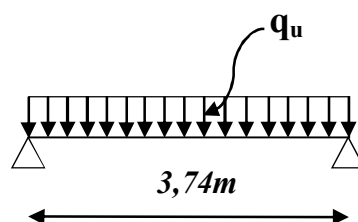
Type 01:



Type 02 :



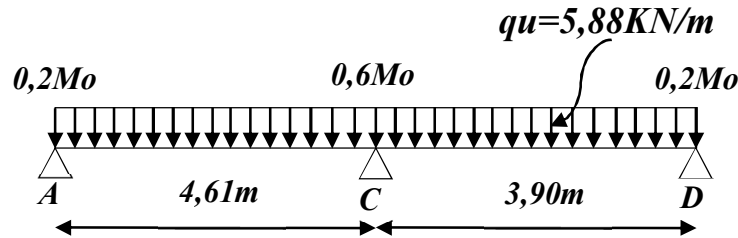
Type 03:



IV.5. Détermination des sollicitations :

V.5.1. Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :

Type 01 :



Vérification :

$$- Q \leq \max\left(2G; \frac{5\text{kN}}{\text{m}^2}\right) = 1,5 \leq \max\left(10,08 \text{ KN} / \text{m}^2; \frac{5\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \longrightarrow \text{C.V}$$

- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées ; $\longrightarrow \text{C.V}$

- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 = 0,85 \leq \frac{4,61}{3,90} \leq 1,25 = 0,85 \leq 1,18 \leq 1,25 \longrightarrow \text{C.V}$$

- La Fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\longrightarrow \text{C.V}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

$$\text{Calcul } \alpha \text{ rapport des charges : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,04} = 0,229$$

- Moment Isostatique:

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \begin{cases} M_{0AC} = \frac{5,88 \times 4,61^2}{8} = 15,62 \text{ KN.m} \\ M_{0CD} = \frac{5,88 \times 3,90^2}{8} = 11,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_{0AC} = 0,2 \times 15,62 = 3,124 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,6 \max(M_{0AC}; M_{0CD}) = 0,6 \times 15,62 = 9,372 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 0,2 \times 11,17 = 2,234 \text{ KN.m.}$$

- Moment en travée :

Travée de rive (AC)

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,068$$

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

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0); 1,068M_0 - [6,248] \\ 0,634M_0 \end{array} \right. \Rightarrow M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} 10,43KN/m \\ 9,90KN/m \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 10,43KN/m$

- Moment en travée :

Travée de rive (CD)

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

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0); 1,068M_0 - [5,80] \\ 0,634M_0 \end{array} \right. \Rightarrow M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} 6,129KN/m \\ 7,08KN/m \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 7,08KN/m$

	(AC)	(CD)
Moment en travée	10,43	7,08

	(A)	(C)	(D)
Moment sur appuis	3,124	9,372	2,234

- Efforts tranchants :

$$T_g = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q_u \times L}{2}$$

$$T_d = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q_u \times L}{2}$$

- Travée de rive (AC)

$$T_g = \frac{3,124 - 9,372}{4,61} + \frac{5,88 \times 4,61}{2} = 12,198KN$$

$$T_d = \frac{3,124 - 9,372}{4,61} - \frac{5,88 \times 4,61}{2} = -14,908 \text{ KN}$$

- Travée de rive (CD):

$$T_g = \frac{9,372 - 2,234}{3,90} + \frac{5,88 \times 3,90}{2} = 13,296 \text{ KN}$$

$$T_d = \frac{9,372 - 2,234}{3,90} - \frac{5,88 \times 3,90}{2} = -9,635 \text{ KN}$$

Travée	(AC)	(CD)
T_d (KN)	12,198	13,296
T_g (KN)	-14,908	-9,635

✓ Diagramme des moments fléchissant et de L'effort tranchant :

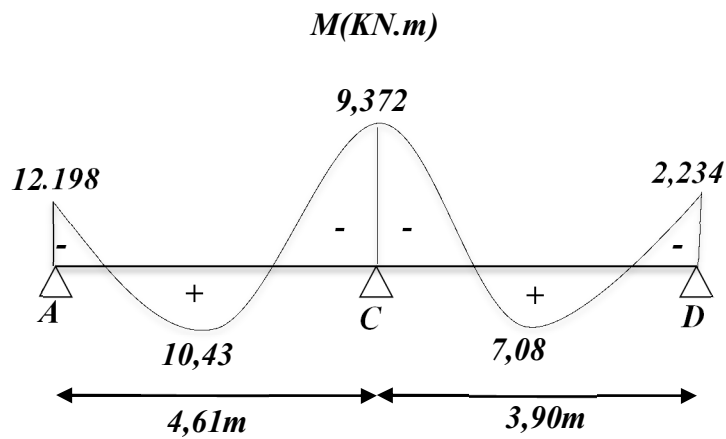


Figure. IV.3. : Diagramme des moments

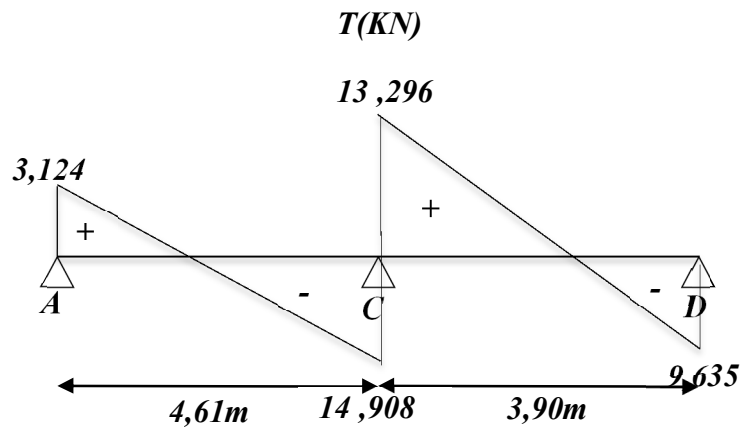


Figure. IV.4 : Diagramme des efforts tranchant

Type	Travée	L (m)	E, L, U (KN.m)						E, L, S (KN.m)			
			M ₀	M _T	M _G	M _D	T _G	T _D	M ₀	M _T	M _G	M _D
01	A-C	4,61	15,62	10,43	3,124	9,37	3,12	14,90	11,31	7,54	2,25	6,77
	C-D	3,90	11,17	7,08	9,37	2,23	13,29	9,63	8,09	5,12	6,77	1,61
03	A-C	4,61	15,62	13,27	6,24	6,24	13,55	13,55	11,31	9,61	4,52	4,52
06	A-B	3,74	10,28	8,73	4,11	4,11	10,99	10,99	7,44	6,32	2,97	2,97

Tableau. IV.1: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher étages courants)

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 13,27 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 6,24 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 9,37 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,90 \text{ KN} \end{cases} \qquad E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 9,61 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 4,52 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 6,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.6. 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 :

Donnée :

- Largeur de la (table) : b = 65 cm.
- Largeur de la poutrelle (nervure) : b₀ = 12 cm.
- La hauteur de la (table) : h₀ = 4 cm.
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : h_t = 20 cm.
- Hauteur utile des aciers tendus : d = 0,9h_t = 18 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} = 2,1Mpa.
- Fissuration non préjudiciable (étages courants).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

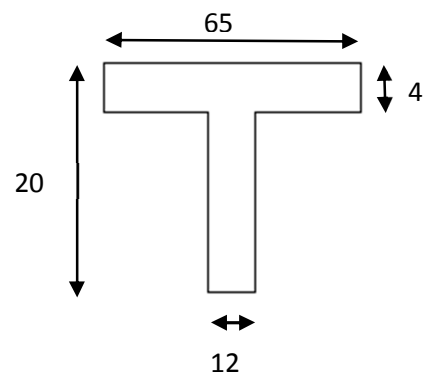


Figure IV.5: section en Té

IV.6.1. Plancher étage courant (plancher 1er au 6ème étage) :

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 13,27 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 6,24 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 9,37 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,90 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.6.2. 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 équilibré par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 13,27 \text{ KN.m} < M_t = 58,94 \text{ KN.m}$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 13,27 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,27 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,044 < \mu_l = 0,398 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,978 \quad ; \quad \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,27 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2$$

IV.6.3. 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 :

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

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

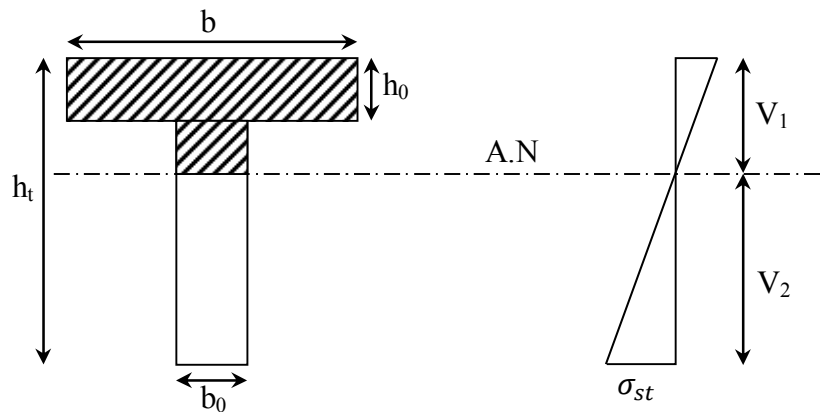


Figure IV.6: Condition de non fragilité (section en T)

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

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

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

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2,16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,365 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend : **3T12** ; ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

❖ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,37 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,17 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,17 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,37 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,50 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend : **1T10**(filante) + **1T12**(chapeau) ; ($A_s = 1,92 \text{ cm}^2$)

❖ **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 30) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,24 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,113 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,113 \rightarrow \beta = 0,939$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,24 \times 10^3}{0,939 \times 18 \times 348} = 1,06 \text{ cm}^2$$

IV.7. Condition de non fragilité (section en Tê) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{cal}} = 1,06 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée ;

On prend $A_s = 1,06 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T12 (chapeau) ; ($A_s = 1,92 \text{ cm}^2$)

IV.7.1. Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser} = 9,61 \text{ Kn.m}$)

1. 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.

$b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A' = 0$; $A = 2,16 \text{ cm}^2$; $d = 18 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$.

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

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15 \times (2,16 + 0)]y - \left[(65 - 12)\frac{4^2}{2} + (15 \times 18 \times 2,16) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 244,4y - 1007,2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,77 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65}{3}3,77^3 - (65 - 12)\frac{(3,77 - 4)^3}{3} + 15 \times 0(y - 0,2)^2 + 15 \times 2,16(18 - 3,77)^2$$

$$I = 7721,94 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,61 \times 10^3}{7721,94} \times 3,77 = 4,69 MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,69 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⚠ **Remarque** : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

4. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{14,90 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,689 MPa$$

5. Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) \quad \overline{\tau_u} = \min(3,33 MPa; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,689 MPa < \overline{\tau_u} = 3,33 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6. Les armatures transversales A_t :

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L_{min}}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 mm$$

On adopte : $\Phi_t = 6 mm$

7. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d; 40 cm) \\ S_t &\leq \min(16,20; 40 cm) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 16,20 cm \quad \text{On Prend: } S_t = 15 cm$$

8. La section des armatures transversales :

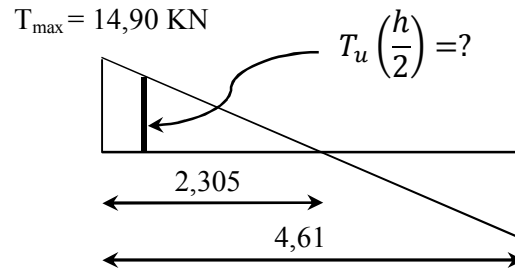
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

k = 1 (fissuration non préjudiciable)

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

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

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ 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 : $T_{max} = 14,90 \text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,61}{2} + \frac{6,24 - 6,24}{5,88 \times 4,61} = 2,305 \text{ m}$$

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

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14,90 \times (2,305 - 0,10)}{2,305} = 14,25 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14,25 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,791 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,791 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 10,50 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

9. Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,395 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

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 :**

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

– **Espacement dans la zone courante :**

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

10. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 14,90 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9,37 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9,37}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 57,84 \text{ kN}$$

$$F_u = 57,84 \text{ kN} > T_u = 14,90 \text{ kN}$$

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

11. 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 :

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,90 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0175 \text{ m} = 1,75 \text{ cm}$$

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

a' : La largeur d'appui.

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

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

c' : L'enrobage = 2cm.

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

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

$a = 16,20 \text{ cm} > 3,07 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

12. 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 = 14,90KN.

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

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,90 \times 10^3}{16,2 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,813 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{ser} = 0,81 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

13. 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 secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$.

IV.7.2. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{461} = 0,046 > 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{431} = 0,046 < \frac{9,61}{15 \times 11,53} = 0,055 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,16}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche.

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{tj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ N.m}^{-2}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ser} \times L^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{L}{200} \Rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{4,251 \times 4610^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{461}{200}$$

$$f_{cal} = 5,018 \text{ mm} \leq \overline{f_{adm}} = 23,5 \text{ mm}$$

IV.7.3. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :

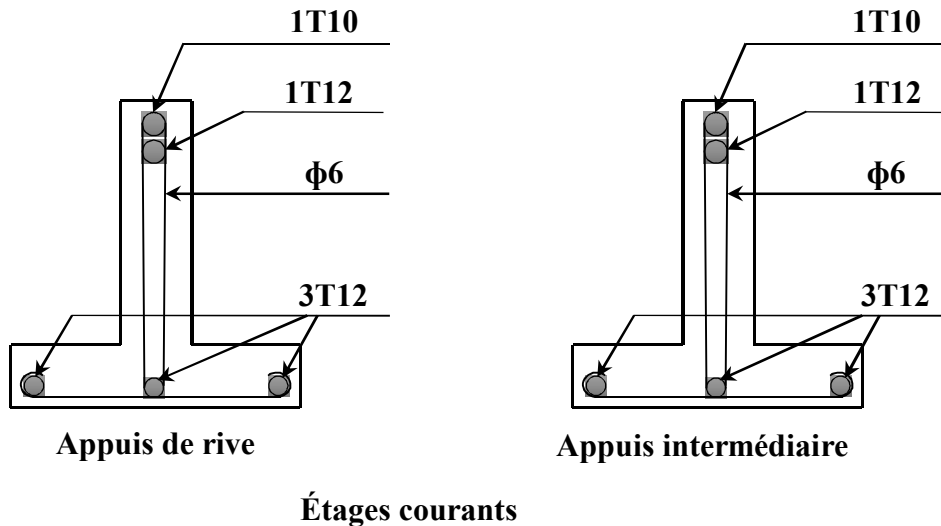


Figure IV.7: Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

IV.8. Plancher Terrasse :

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment

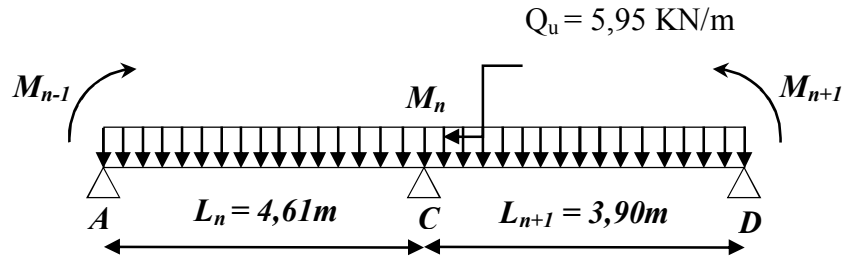
IV.8.1. Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est utilisée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

IV.8.2 Exemple de calcul (méthode des trois moments) :

IV.8.3. Calcul des moments fléchissants :

La poutrelle de type 01 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.



– On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :

$$M_a = M_{n-1} ; M_c = M_n \text{ et } M_d = M_{n+1}$$

• Travée AC :

$$M_{0AC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,95 \times 4,61^2}{8} = 15,80 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4,61}{2} = 2,305 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0AC}) = \frac{2}{3}(4,61 \times 15,80) = 48,55 \text{ m}^2$$

• Travée CD :

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,95 \times 3,90^2}{8} = 11,31 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,90}{2} = 1,95 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0CD}) = \frac{2}{3}(3,90 \times 11,31) = 29,40 \text{ m}^2$$

• Détermination de l'équation :

$$M_a = -0,2M_{0AC} = -3,16 \text{ kN.m}$$

$$M_d = -0,2M_{0CD} = -2,262 \text{ kN.m}$$

$$4,61M_a + 17,02M_c + 3,9M_d = -6 \left[\frac{48,56 \times 2,305}{4,61} + \frac{29,406 \times 1,95}{3,90} \right]$$

$$\Rightarrow 4,61 \times (-3,16) + 17,02M_b + 3,9 \times (-2,262) = -233,90$$

$$\Rightarrow 17,02M_b = -210,50 \Rightarrow M_b = -12,36 \text{ KN.m}$$

• **Les moments sur appuis sont :**

$$M_a = -3,16 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -12,36 \text{ kN.m}$$

$$M_c = -2,262 \text{ kN.m}$$

• **Les moments en travées :**

$$M_{tAC} = \frac{M_a + M_c}{2} + M_{0AC} = \frac{-3,16 - 12,36}{2} + 15,80 = 8,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0CD} = \frac{-12,36 - 2,26}{2} + 11,31 = 4 \text{ kN.m}$$

– **Effort tranchant :**

$$T_g = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \qquad T_d = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q_u \times L}{2}$$

– Travée de rive (AC)

$$T_g = \frac{3,16 - 12,36}{4,61} + \frac{5,95 \times 4,61}{2} = 11,72 \text{ KN}$$

$$T_d = \frac{3,16 - 12,36}{4,61} - \frac{5,95 \times 4,61}{2} = -15,71 \text{ KN}$$

– Travée de rive (CD):

$$T_g = \frac{12,36 - 2,262}{3,90} + \frac{5,95 \times 3,90}{2} = 14,19 \text{ KN}$$

$$T_d = \frac{12,36 - 2,262}{3,90} - \frac{5,95 \times 3,90}{2} = -9,013 \text{ KN}$$

Travée	(AC)	(CD)
T_g (KN)	11,72	14,19
T_d (KN)	-15,71	-9,013

✓ Diagramme des moments fléchissant et de L'effort tranchant :

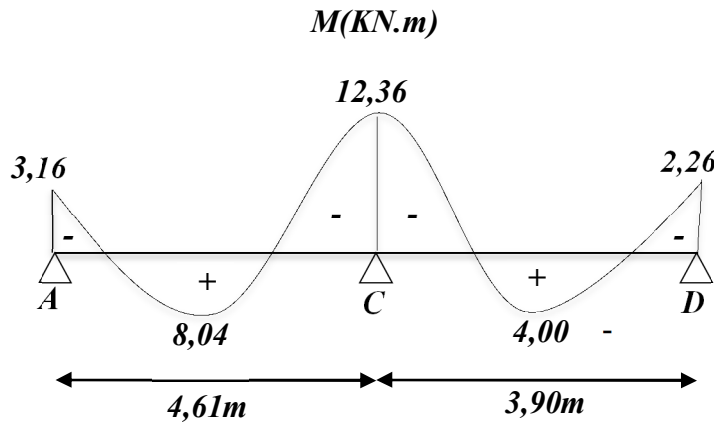


Figure IV.8. : Diagramme des moments fléchissant

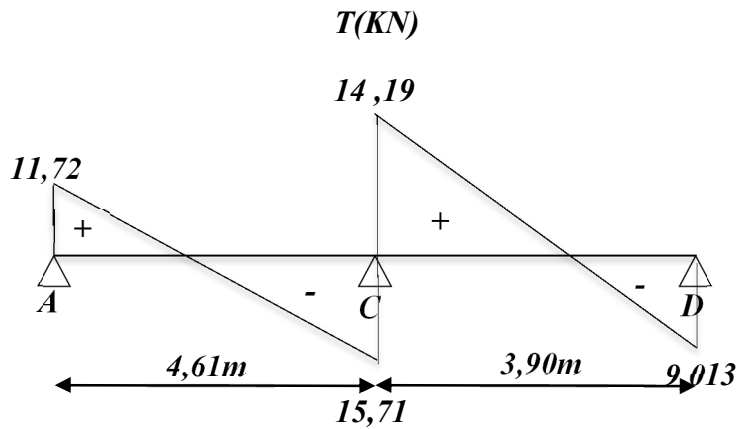


Figure IV.9. : Diagramme des efforts tranchant

Type	Travée	L (m)	E,L,U (KN.m)						E,L,S (KN.m)			
			M ₀	M _T	M _G	M _D	T _G	T _D	M ₀	M _T	M _G	M _D
01	A-C	4,61	15,80	8,04	3,16	12,36	11,72	15,71	11,53	5,687	2,306	9,02
	C-D	3,90	11,31	4,00	12,36	2,262	14,19	9,013	8,25	2,915	9,02	1,65
03	A-C	4,61	15,80	13,43	6,32	6,32	13,71	13,71	11,35	9,80	4,61	4,61
06	A-B	3,74	10,40	8,84	4,16	4,16	11,12	11,12	7,59	6,45	3,36	3,03

Tableau. IV.2: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher terrasse)

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 13,43 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 6,32 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 12,36 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 15,71 \text{ KN} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 9,80 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 4,61 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 9,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.9. Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

– Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

IV.9.1. Plancher terrasse

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 13,43 \text{ Kn.m} \\ M_{rive \max} = 6,32 \text{ Kn.m} \\ M_{inter \max} = 12,36 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = 15,71 \text{ Kn} \end{cases}$$

IV.9.2. 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 équilibré par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 13,43 \text{ Kn.m} < M_t = 58,94 \text{ Kn.m}$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 30) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 13,43 \text{ kn.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,43 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_l = 0,398 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,045 \rightarrow \beta = 0,976$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,45 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

IV.9.3. 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 :

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

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

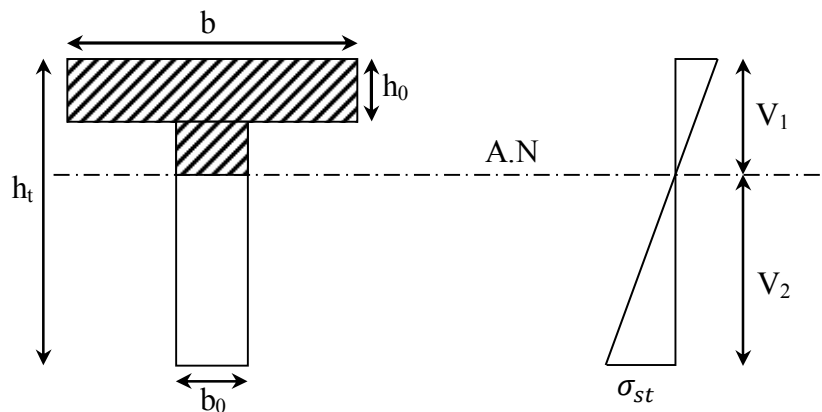


Figure IV.10: Condition de non fragilité (section en T)

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

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

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

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2,20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,365 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

On prend : **3T12** ; ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

❖ Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,36 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,224 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,224 \rightarrow \beta = 0,872$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12,36 \times 10^3}{0,872 \times 18 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité (section en T_é) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend : 1T12(filante) + 1T12(chapeau) ; ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

❖ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimensions (12 x 30) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,32 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,114 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,114 \rightarrow \beta = 0,939$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,32 \times 10^3}{0,939 \times 18 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

IV.9.4. Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,07 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée ;

On prend $A_s = 1,06 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 (filante) + 1T12 (chapeau) ; ($A_s = 1,92 \text{ cm}^2$)

IV.9.5. Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser} = 9,80 \text{ Kn.m}$)

14. 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.

$b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A' = 0$; $A = 2,26 \text{ cm}^2$; $d = 18 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$.

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

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15 \times (2,26 + 0)]y - \left[(65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 18 \times 2,26) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 245,9y - 1034,2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

15. Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65}{3}3,84^3 - (65-12)\frac{(3,84-4)^3}{3} + 15 \times 0(3,84-0,2)^2 + 15 \times 2,26(18-3,84)^2$$

$$I = 8024,04 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,80 \times 10^3}{8024,04} \times 3,84 = 4,689 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,689 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

17. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{15,71 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,727 \text{ MPa}$$

18. Fissuration non préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration très préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = 0,727 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

19. Les armatures transversales A_t :

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{Lmin}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

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

20. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40\text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40\text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 16,20\text{ cm} \text{ On Prend: } S_t = 15\text{ cm}$$

21. La section des armatures transversales :

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

K = 0 (fissuration très préjudiciable)

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

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

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

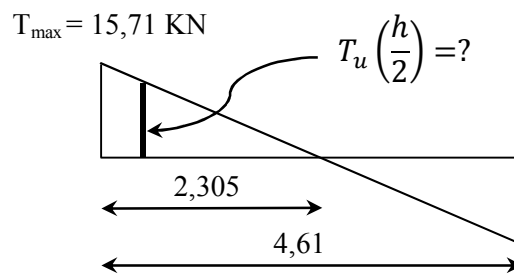


Figure IV.11: Effort tranchant par la méthode des triangles

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

On calcule la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 15,1\text{ kN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,61}{2} + \frac{6,32 - 6,32}{5,95 \times 4,61} = 2,305\text{ m}$$

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

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{15,71 \times (2,305 - 0,10)}{2,305} = 15,02\text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,71 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,872 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{0,872 \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 56,89 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

22. Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,436 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,4 \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

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 :

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

– Espacement dans la zone courante :

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

23. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 15,71 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 12,36 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{12,36}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 76,29 \text{ kN}$$

$$F_u = 76,29 \text{ kN} > T_u = 15,71 \text{ kN}$$

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

24. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

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

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,71 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0184 \text{ m} = 1,84 \text{ cm}$$

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

a' : La largeur d'appui.

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

c : La largeur de l'appui du poteau = 30cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(26 \text{ cm} ; 16,20 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$a = 16,20 \text{ cm} > 3,07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

25. 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 = 15,71 KN.

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

: Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,71 \times 10^3}{16,2 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,857 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,857 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

26. 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 secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$.

IV.9.6. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{461} = 0,046 > 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{431} = 0,046 < \frac{9,80}{15 \times 11,53} = 0,055 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ N.m}^{-2}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ser} \times L^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} \frac{L}{200}$$

$$\Rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{4,342 \times 4610^4}{32164,19512 \times 10^7 \times 15486,91} \leq \frac{4610}{200} = 23,5 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 5,12 \text{ mm} \leq \overline{f_{adm}} = 23,5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.9.7. Dessin de ferrailage des poutrelles (Etage Courant) :

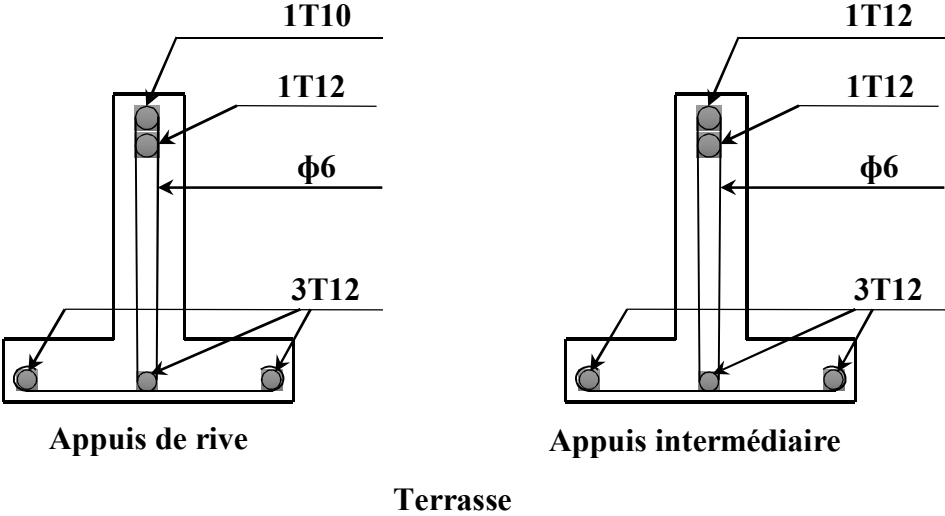



Figure IV.12: Dessin de ferrailage des poutrelles des terrasses

 *Chapitre – V –*

Etude des sismique

V.1. Introduction

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur le bâtiment. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude du comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes RPA99 /V2003(Art. 4.1.1).

V.2. Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode dynamique :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté à ALGER donc en Zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Notre ouvrage, est en présence d'un sol

Meuble catégorie S3.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le RPA99 (pas de régularité en plan (3.5.1.a1) et selon l'article (4.1.2.b Zone III) et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisée c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

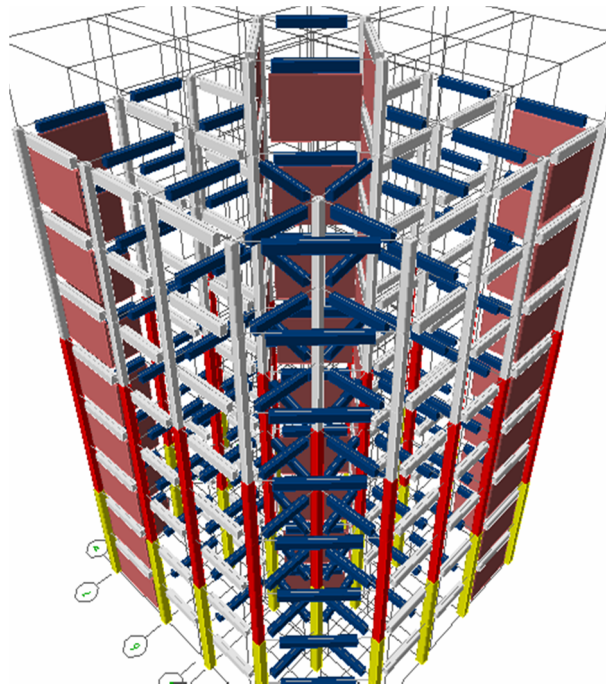


Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

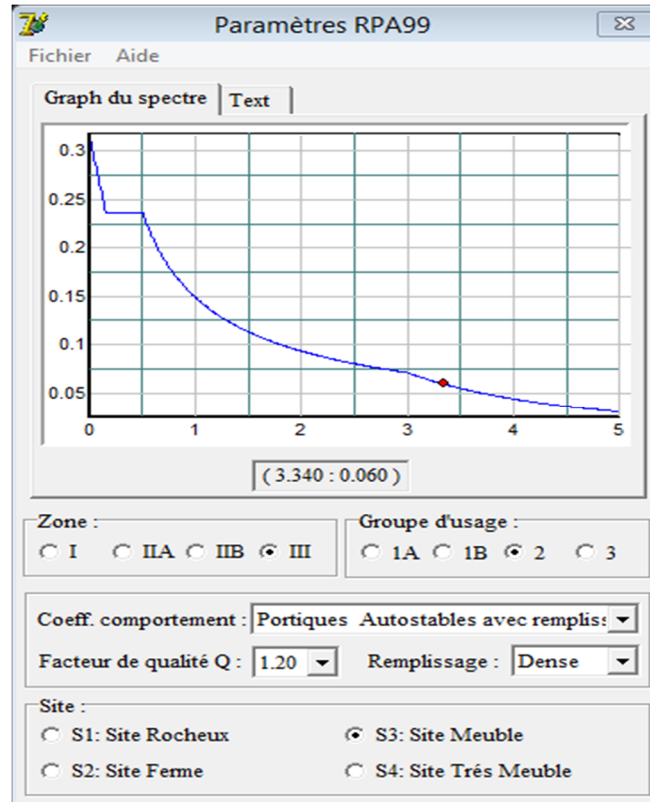


Figure . V.2: Courbe de spectre de réponse.

$$\frac{\delta a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots Si 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots Si T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots Si T_2 < T < 3,0 \text{ sec} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots Si T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

- η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)
- R : Coefficient de comportement de la structure RPA99 (tableau 4.3)
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA (tableau 4.7)
- Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.1: Pourcentage d'amortissement critique

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.881 \geq 0.7$

Q : le facteur de qualité : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Critère q	P _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

Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05) = 1,20$$

$$Q = 1,20$$

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie du site.

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

Tableau V.3: Valeurs de T₁ et T₂

- Sol meuble ⇒ Site : S₃

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont données comme suite :

Groupe	Zone			
	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

Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone « A »

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\begin{cases} - \text{Zone sismique III} \\ - \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.25$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) : Mixte portiques/voiles avec interaction $\Rightarrow R=5$.

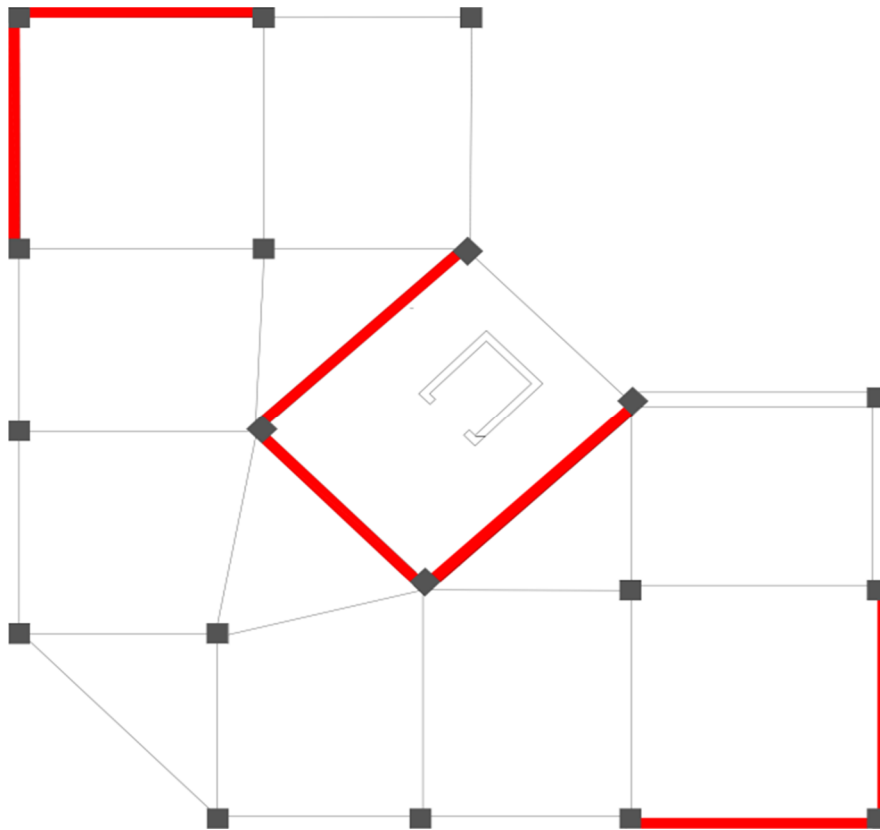


Figure V.3 Disposition des voiles contreventement

1 - les résultats :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.403192	33.0016	33.0018	33.0016	33.0018
2	0.307112	33.6026	33.6023	66.6042	66.6042
3	0.236511	1.0034	1.0035	67.6076	67.6076
4	0.140325	0.825	0.825	68.4327	68.4327
5	0.0906	9.3794	9.3795	77.8121	77.8121
6	0.068171	10.9992	10.9991	88.8113	88.8113
7	0.055497	0.076	0.076	88.8872	88.8872
8	0.041658	3.1378	3.1378	92.025	92.025
9	0.03159	3.1686	3.1687	95.1937	95.1938
10	0.026516	0.6688	0.6688	95.8625	95.8626
11	0.026129	0.7347	0.7347	96.5972	96.5972
12	0.02067	1.2328	1.2328	97.83	97.83

Tableau . V.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y
STORY1	D1	207.9073	207.9073
STORY2	D2	205.1283	205.1283
STORY3	D3	202.7909	202.7909
STORY4	D4	202.7909	202.7909
STORY5	D5	200.3824	200.3824
STORY6	D6	198.4155	198.4155
STORY7	D7	198.4155	198.4155
STORY8	D8	198.5732	198.5732
	$\sum_8^1 Mass =$	1614.404	

Tableau . V.6: les forces sismiques à la base

Niveau	δ_{ek}	$\delta_k = R. \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e (m)
7	0,006	0,03	0,005	0,0306
6	0,005	0,025	0,0045	0,0306
5	0,0041	0,0205	0,005	0,0306
4	0,0031	0,0155	0,0045	0,0306
3	0,0022	0,011	0,004	0,0306
2	0,0014	0,007	0,0035	0,0306
1	0,0007	0,0035	0,0025	0,0306
R.D.C	0,0002	0,001	0,001	0,0306

Tableau V.7 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.

Story	MX=My	XCM	YCM	XCR	YCR	ex=ey	5%(Lx=ly)
STORY1	207.9073	7.234	7.234	7.31	7.31	- 0.076	0,1616
STORY2	205.1283	7.234	7.234	6.883	6.883	0.351	0,1616
STORY3	202.7909	7.234	7.234	6.511	6.511	0.723	0,1616
STORY4	202.7909	7.234	7.234	6.246	6.246	0.988	0,1616
STORY5	200.3824	7.235	7.235	6.069	6.069	1.166	0,1616
STORY6	198.4155	7.234	7.234	5.952	5.952	1.282	0,1616
STORY7	198.4155	7.234	7.234	5.871	5.871	1.363	0,1616
STORY8	198.5732	7.185	7.185	5.812	5.812	1.373	0,1616

Tableau V.8 : L'excentricité

2 – justification de la sécurité :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale T (dyn)= **0,40 s**.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,075
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,085
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

Tableau . V.9: Valeurs du coefficient C_T

Le RPA99/version 2003(Art 4.2.4) préconise, qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_{st} = C_T \times h_c^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (24,48)^{\frac{3}{4}} = 0,55s$. estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_x = T_y = \frac{0,09 \times h_c}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{16,16}} = 0,54s$$

On a : $1,3 \times (T_x = T_y) = 1,3 \times 0,54 = 0,70 > T_y \text{ (dyn)} = 0,40 \longrightarrow$ **la condition est vérifiée.**

- 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 Y avec 33,00% de participation de masse modale.
- Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe X avec 33,60% de participation de masse modale.
- Le 3eme mode est mode torsion pure

V.5. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots Si 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots Si T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3,00}{T}\right)^{5/3} \dots\dots\dots Si T \leq 3,0 \text{ sec.} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4-7 ; RPA 99 V2003).

On a :

- Sol meuble \Rightarrow Site : S_3

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc : $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow 0,50 \leq 0,54 \leq 3,0 \text{ sec}$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,881 \times \left(\frac{0,50}{0,54}\right)^{2/3} = 2,092 \quad \mathbf{D = 2,09}$$

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.**

$$W = \sum_1^8 M \times 9.81 = 1614,40 \times 9,81 = 15837,26 \text{ KN.}$$

V.6. calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$V_{stat} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,09 \times 1,20}{5} \times 15837,26 = 1948,37 \text{ KN}$$

$$\mathbf{V_{stat} = 1948.37 \text{ KN}}$$

Selon le RPA99/V2003 On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base « v_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

a) Sens longitudinal et Sens transversale :

$$V_{dx} = V_{dy} = 1579,6 > 80\%V_{stat} = 80\% \times 1948,37 = 1558.69 \text{ KN}$$

$$V_{dx} = V_{dy} = 1579,6 > 1558,69 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.7 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= 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.

*** V.8..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_i : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox). Y_i : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

V.8.1. Centre des rigidités : (par logicielle ETAPS)

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} \times X_J}{\sum I_{XJ}} \quad \text{Et} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} \times Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (théorique) : c'est celle calculée précédemment

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{cases}$$

1-L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le RPA99/version2003 (art 4.3.7) préconise quand il est procédé à une analyse Les effets du seconde ordre (ou effet p-Δ) peuvent être tridimensionnelle, de prendre en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a $\pm 5\% L$.

Story	MX=My	XCM	YCM	XCR	YCR	ex=ey	5%(Lx=ly)
STORY1	207.9073	7.234	7.234	7.31	7.31	- 0.076	0,1616
STORY2	205.1283	7.234	7.234	6.883	6.883	0.351	0,1616
STORY3	202.7909	7.234	7.234	6.511	6.511	0.723	0,1616
STORY4	202.7909	7.234	7.234	6.246	6.246	0.988	0,1616
STORY5	200.3824	7.235	7.235	6.069	6.069	1.166	0,1616
STORY6	198.4155	7.234	7.234	5.952	5.952	1.282	0,1616
STORY7	198.4155	7.234	7.234	5.871	5.871	1.363	0,1616
STORY8	198.5732	7.185	7.185	5.812	5.812	1.373	0,1616

L'effet négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

V.8.2. 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 ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta.W_{Qi})$$

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 : $T = 0,40 \text{ Sec} < 0,7 \text{ Sec}$.

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 ».

$$\text{si } \begin{cases} \theta_k \leq 0,1 & \Rightarrow \text{Effet (P - } \Delta) \text{ peut être négliger.} \\ 0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 & \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de } \frac{1}{1 - \theta_k} \\ \theta_k > 0,2 & \Rightarrow \text{structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Niveau	R.D.C	1	2	3	4	5	6	Terrasse
Hauteur	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
W_i	1948.003	1946.456	1946.456	1965.751	1989.379	1989.379	2012.309	2039.571
Δ_k	0,001	0,0025	0,0035	0,004	0,0045	0,005	0,0045	0,005
V_k	1579.6	1520.63	1425.49	1306.62	1306.62	990.79	779.74	495.86
P_k	1948.003	3894.459	5840.915	7806.667	9796.045	11785.42	13797.73	15837.3
θ < 0,10	0.0004	0.002	0.0046	0.0078	0.011	0.0194	0.026	0.0521

Tableau V.10 : Vérification à l'effet P-Δ

Conclusion :

($\theta < 0.10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligé pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique, on peut dire que la structure peut éventuellement résister aux charges extérieurs (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation (**ETABS**).



Chapitre –VI –

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1.Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons à utiliser pour les calculs.

VI.2. Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes (**G**) et les charges d'exploitation (**Q**)

➤ $1,35 G + 1,5 Q$ à l'**P.E.L.U**

➤ $G + Q$ à l'**P.E.L.S**

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques (**E**).

➤ $G + Q \pm E$ (1)

➤ $0,8 G \pm E$ (2)

❖ Les poteaux :

À l'**P.ELU** : $1,35 G + 1,5 Q$ → (**BAEL 91/ modifie 99**)

À l'**P.ELS** : $G + Q$

$G + Q \pm 1,2$ → (**BPA 99 version 2003**)

$0,80G \pm E$

❖ Les poutres :

À l'**P.ELU** : $1,35 G + 1,5 Q$ → (**BAEL 91/ modifia 99**)

À l'**P.ELS** : $G + Q$

$G + Q \pm E$ → (**BPA 99 version 2003**)

$0,80G \pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Effort sismique

VI.3 Ferraillage des poutres :

• **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) : $S_{p1} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} : 0,8G \pm E \\ S_{p2} : G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ 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.3.1 Les armatures Longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a

- ✓ Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$
- ✓ Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 50Φ en zone III
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

VI.3.2 Poutres principales : (30x40) cm² :(plancher terrasse)

➤ **Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme (etaps).

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot ht = 0,9 \times 30 \times 40 / 100 = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot ht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

• **Sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 72,65 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 70,29 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,96 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

B	h	d	fe	fc28	ft28
30	40	36	400	25	2,1

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{72,65 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,131 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,929$$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{72,65 \times 10^3}{0,929 \times 36 \times 348} = 6,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 6,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,0 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6,24 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

• **En travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 56,88 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 42,98 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,75 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{56,88 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,103 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,945$$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{56,88 \times 10^3}{0,945 \times 36 \times 348} = 4,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 4,81 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **6T12** ce qui nous donne $A = 6,79 \text{ cm}^2$

Vérification du ferrailage de la poutre :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adpt}} > A_{\text{min}} \Rightarrow$ Condition vérifiée

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{105,63 \times 10^3}{(30 \times 36) \times 10^2} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

• **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\} = \min \{14,28 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{En Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1 \right\} = \min \{10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_c}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,48; 0,4\} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,48 \times 30}{235} = 0,061 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,061 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 105,63; M_{\text{ap}} = 56,88 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{56,88}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 175,55 \text{ kN} > 105,63 \text{ kN}$$

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

• **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

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

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 105,63 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,052 \text{ m} = 5,2 \text{ cm}$$

$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$

$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 5,2 \text{ cm}; \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

• **Entraînement des armatures :**

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

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

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

T : Effort tranchant maximum ; T = 105,63 kN

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

 : Périmètre d'armatures tendue ; $= \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times n} = \frac{105,63 \times 10^3}{32,4 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 2,46 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{ser} = 2,46 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

• **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur que 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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

• **La longueur de recouvrement :**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\{50\Phi \text{ en zone III} \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 41,48 \text{ KN.m}; A = 4,81 \text{ cm}^2$$

A. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 72,15y - 2597,4 = 0 \rightarrow y = 10,97 \text{ cm}$$

B. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 10,97^3}{3} + (15 \times 4,81 \times (36 - 10,97)^2) = 58403,43 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{41,48 \times 10^3}{58403,43} \times 10,97 = 7,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D. 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 $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{41,48 \times 10^3}{58403,43} \times (36 - 10,97) = 28,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 28,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3. Vérification de la flèche :

$$M_{t \text{ ser}} = 41,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 \text{ ser}} = \frac{(G + Q) l^2}{8} = \frac{(22,13 + 1,39) \times 4,65^2}{8} = 63,57 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{465} = 0,086 > 0,062 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\text{ser}}}{10 \times M_{0\text{ser}}} \Rightarrow \frac{40}{465} = 0,086 > \frac{41,48}{10 \times 63,57} = 0,065 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,64}{30 \times 36} = 0,0057 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.4. Poutres secondaire (rive) : (30x35) cm² :(plancher étage courant)

➤ **Exemple de calcul :**

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme (ETAPS).

➤ **Armatures longitudinales :**

$A_{min}=0,5\%b.ht=0,9 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2$ (sur toute la section)

$A_{max1}=4\%b.ht=4 \times 30 \times 40 / 100 = 42 \text{ cm}^2$ (zone courante)

$A_{max2}=6\% b.ht=6 \times 30 \times 40 / 100 = 63 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)

• **Sur appuis :**

On a : $\begin{cases} M_{sp1} = 36,00 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 53,85 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,49 > 1,15 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait sous Sp2

b	h	d	fe	fc28	ft28
30	35	31,5	400	25	2,1

$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{53,85 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,127 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$

On a : $\beta = 0,931$

$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{53,85 \times 10^3}{0,931 \times 31,5 \times 348} = 5,27 \text{ cm}^2$

$A_{scal} = 5,27 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5,27 \text{ cm}^2$

Donc on prend : **6T12** ce qui nous donne $A = 6,79 \text{ cm}^2$

• **En travée :**

On a : $\begin{cases} M_{sp1} = 21,08 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 27,01 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,28 > 1,15 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait sous Sp2

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27,01 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,967$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,01 \times 10^3}{0,967 \times 31,5 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T12**ce qui nous donne $A = 3,39 \text{ cm}^2$

Vérification du ferrailage de la poutre :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,10}{348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adpt}} > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{53,05 \times 10^3}{(30 \times 31,5) \times 10^2} = 0,561 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2}{1,15} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (4,34 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 4,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,561 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 4,34 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\} = \min \{10 \text{ mm}; 35 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{En Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1 \right\} = \min \{8,75 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{En Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17,50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_c}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,28; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,051 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 53,05; M_{ap} = 53,85 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{53,85}{0,9 \times 31,5 \times 10^{-2}} = 189,94 \text{ kN} > 53,05 \text{ kN}$$

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

• **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

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

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

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 53,05 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 28,35 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 2,6 \text{ cm}; \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Entraînement des armatures :**

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

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

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

T : Effort tranchant maximum ; T = 53,05 kN

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

: Périmètre d'armatures tendue ; $= \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \pi n} = \frac{53,05 \times 10^3}{28,35 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 1,41 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 1,41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 1,41} = 85,10 \text{ cm} \end{cases}$$

• **La longueur de recouvrement :**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\{50\Phi \text{ en zone III} \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 70 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 35,59 \text{ KN.m}; A = 6,79 \text{ cm}^2$$

E. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 101,85y - 3208,27 = 0 \rightarrow y = 11,61 \text{ cm}$$

F. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 11,61^3}{3} + (15 \times 4,81 \times (36 - 10,97)^2) = 55942,45 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{35,59 \times 10^3}{55942,45} \times 11,61 = 7,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

H. 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 $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$.

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{35,59 \times 10^3}{55942,45} \times (36 - 11,61) = 20,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 20,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.5. Vérification de la flèche :

$$M_{t\ ser} = 35,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0\ ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(29,46 + 6,12) \times 4,61^2}{8} = 94,51 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{461} = 0,075 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{35}{461} = 0,075 > \frac{35,59}{10 \times 94,51} = 0,069 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 31,5} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Poutres principales :

❖ **Poutres (intermédiaire)**

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
teerasse	appuis	72,65	56,88	72,65	105,63	6,0	6,24	3T14+3T12= 8,01
	travée	70,29	42,98	70,29			5,64	6T12= 6,79
Etage cour	appuis	90,20	48,55	90,20	108,86	6,0	7,91	3T14+3T12= 8,01
	travée	83,59	43,88	83,59			7,27	3T14+3T12= 8,01

Tableau VI.1 : Poutres principales (intermédiaires)

❖ Poutres (de rive)

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
teerasse	appuis	50,13	60,45	60,45	60,87	6,0	5,83	6T12= 6,79
	travée	31,78	26,15	31,78			5,64	6T12= 6,79
Etage cour	appuis	48,97	24,03	48,97	56,64	6,0	4,09	6T12= 6,79
	travée	62,04	32,34	62,04			5,26	6T12= 6,79

Tableau VI.2 : Poutres principales (de rive)

Poutres Secondaires :

❖ Poutres (intermédiaire)

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
teerasse	appuis	79,07	73,15	79,07	97,75	5,25	8,05	6T14=9,24
	travée	47,47	35,42	47,47			4,60	6T12= 6,79
Etage cour	appuis	78,78	69,54	78,78	99,96	5,25	8,02	6T14=9,24
	travée	42,04	30,60	42,04			4,04	6T12= 6,79

Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)

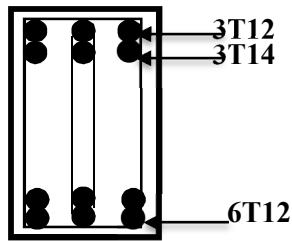
❖ Poutres (de rive)

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
teerasse	appuis	41,71	54,95	54,95	58,85	5,25	5,39	6T12=6,79
	travée	23,36	19,64	23,36			2,19	3T12= 3,39
Etage cour	appuis	36,00	53,85	53,85	53,05	5,25	5,27	6T12=6,79
	travée	21,08	27,01	27,01			2,54	3T12= 3,39

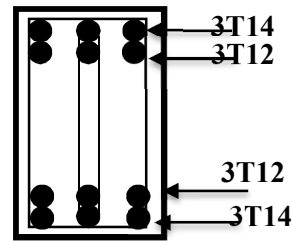
Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)

Poutres Principales (30x40) cm²

Poutres intermédiaires



Terrasse



Étage

Poutres de rive

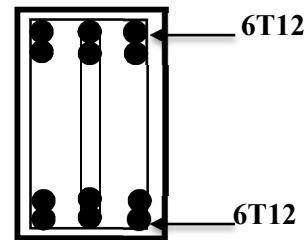
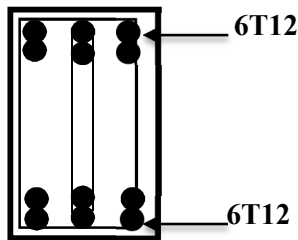
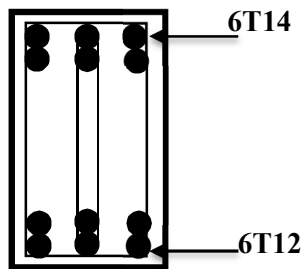


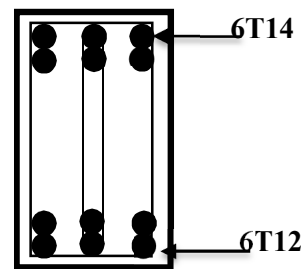
Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

Poutres secondaires (30x35) cm²

Poutres intermédiaires



Terrasse



Étage courant

Poutres de rive

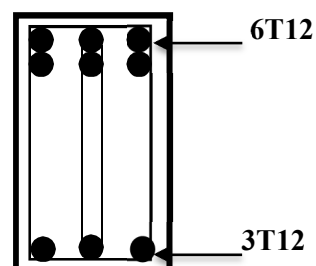
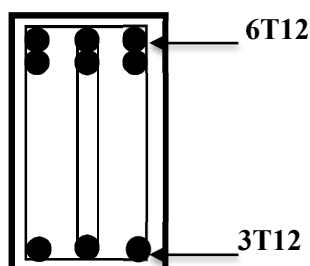


Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires

VI.5 Ferraillage des poteaux :

• **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.5.1. Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.
- ✓ Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III).
- ✓ Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrement est de $\{50\Phi \text{ en zone III}$
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,9\% \times S$	$A_{\max 1} = 4\% \times S$	$A_{\max 2} = 6\% \times S$
Type 1 (40x40) cm ²	14,40 (cm ²)	64 (cm ²)	96 (cm ²)
Type 2 (35 x 35) cm ²	11,02 (cm ²)	49 (cm ²)	73,5 (cm ²)
Type 3 (30 x 30) cm ²	8,1 (cm ²)	36 (cm ²)	54 (cm ²)

Niveau		(40x40) cm ²	(35x35) cm ²	(30x30) cm ²	
Poteau	combinaison	type I R.D.C....1 ^{er}	typeII 2 ^{eme}4 ^{eme}	typeIII 5 ^{eme}7 ^{eme}	
1 ^{er} genre	A ₁	$N_{\max} (KN)$	1216,81	849,45	697,39
		$M_{cor} (KN.m)$	5,85	13,04	2,2
	A ₂	$N_{\min} (KN)$	169,35	74,53	6,25
		$M_{cor} (KN.m)$	15,83	14,53	0,27
	A ₃	$M_{\max} (KN.m)$	34,16	25,89	24,80
		$N_{cor} (KN)$	672,76	460,73	99,03
2 ^{eme} genre	A ₄	$N_{\max} (KN)$	923,98	651,29	305,06
		$M_{cor} (KN.m)$	11,25	20,33	19,95
	A ₅	$N_{\min} (KN)$	415,05	190,81	27,41
		$M_{cor} (KN.m)$	10,95	9,44	7,39
	A ₆	$M_{\max} (KN.m)$	30,59	29,05	25,36
		$N_{cor} (KN)$	552,62	414,74	77,61

Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre et 2^{eme} genre

VI.5.2. Exemple de calcul :

- Dimension du poteau (35 x 35) cm²
- Enrobage c = 2,5 cm
- Hauteur utile d = 31,5 cm
- Contrainte d'acier f_e = 400 MPa
- Contrainte du béton à 28 jours f_{c 28} = 25 MPa
- Contrainte limite de traction de béton f_{t 28} = 2,1 MPa
- Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1^{er} genre :

	<i>N</i> _{max} (KN)	<i>M</i> _{cor} (KN.m)
a	849,45	13,04

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13,04}{849,45} = 0,01 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 849,45 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,01 \right) = 127,41 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,35 \times 0,35 \\ 849,45 \times 0,315 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{849,45 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 849,49 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 127,41 \text{ KN.m} < 480,24 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A₁ = A₁' = 0).

	<i>N</i> _{min} (KN)	<i>M</i> _{cor} (KN.m)
b	74,53	14,53

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,53}{74,53} = 0,19 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 74,53 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,19 \right) = 24,59 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,35 \times 0,35 \\ 74,53 \times 0,315 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{74,53 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 74,53KN < 1406KN \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ M_u = 14,53KN.m < 46,24KN.m \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

	$N_{cor} (KN)$	$M_{max} (KN.m)$
c	849,45	25,89

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{25,89}{849,45} = 0,03 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 849,45 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,03 \right) = 144,40 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,35 \times 0,35 \\ 849,45 \times 0,315 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{849,45 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 849,45KN < 1406KN \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ M_u = 144,40KN.m < 480,24KN.m \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

Combinaison de 2^{er} genre :

	$N_{max} (KN)$	$M_{cor} (KN.m)$
a	651,29	20,33

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20,33}{651,29} = 0,03 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 651,29 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,03 \right) = 110,71KN.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,35 \times 0,35 \\ 651,29 \times 0,315 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{651,29 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 651,29KN < 1406KN \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ M_u = 110,71KN.m < 234,46KN.m \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

	$N_{min} (KN)$	$M_{cor} (KN.m)$
b	190,81	9,44

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,44}{190,81} = 0,04 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 190,81 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,04 \right) = 34,34 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,35 \times 0,35 \\ 190,81 \times 0,315 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{190,81 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 190,81KN < 1406KN \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ M_u = 34,34KN.m < 22,37KN.m \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_5

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c) b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c)N_u - M_u = 20,99KN.m \\ (0,337h - 0,81c) b h \sigma_{bc} = 169,59 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \{ 20,99KN.m < 169,59 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

$$= \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{34,34 \times 10^3}{35 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,069$$

$$\beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{34,34 \times 10^3}{0,964 \times 31,5 \times 348} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 3,24 - \frac{190,81}{348} = 2,69 \text{ cm}^2$$

	N_{cor} (KN)	M_{max} (KN.m)
c	414,74	29,05

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29,05}{414,74} = 0,07 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 414,74 \left(0,315 - \frac{0,35}{2} + 0,07 \right) = 87,09 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,35 \times 0,35 \\ 414,74 \times 0,315 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{414,74 \times 10^4}{350 \times 315 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 414,74 \text{ KN} < 1406 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u = 87,09 \text{ KN.m} < 47,62 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_6

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d - c) N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c) b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c) N_u - M_u = 33,18 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c) b h \sigma_{bc} = 169,59 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \{ 33,18 \text{ KN.m} < 169,59 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

$$= \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{87,09 \times 10^3}{35 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,179$$

$$\beta = 0,902$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{87,09 \times 10^3}{0,902 \times 31,5 \times 348} = 8,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 8,80 - \frac{414,74}{348} = 7,60 \text{ cm}^2$$

Niveau x	Combis	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _{acc} (KN)	M _{acc} (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
Type1 (40x40) cm ²	A	1216,81	5,85	0	923,98	11,25	0	14,40	8T16 (16,08cm ²)
	B	169,35	15,83	0	415,05	10,95	6,40		
	C	672,76	34,16	0	552,62	30,59	8,82		
Type1 (35x35) cm ²	A	849,45	13,04	0	651,29	20,33	0	11,02	8T14 (12,32cm ²)
	B	74,53	14,53	0	190,81	9,44	2,69		
	C	460,73	25,89	0	414,74	29,05	7,60		
Type 3 (30x30) cm ²	A	697,39	2,2	0	305,06	19,95	5,80	8,1	8T12 (9,05cm ²)
	B	6,25	0,27	0	27,41	7,39	1,04		
	C	99,03	24,80	3,87	77,61	25,36	3,64		

Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} et 2^{ème} genre.

VI.5. Les vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (35x35) cm² » :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{19,57 \times 10}{35 \times 31,5} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

b) Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par RPA 99/V2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est : **Φ8.**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : 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.

• **Espacement :**

D'après le RPA 99/2003 on

$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_1; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

• **Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 2,66}{0,35} = 5,32 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_c} = \frac{15 \times 2,5 \times 19,57 \times 10}{35 \times 235} = 0,89 \text{ cm}^2$$

c) Quantité d'armatures transversales minimales :

Alors $\begin{cases} \text{Zone nodale : } t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi\right\} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_c}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_c} = 0,35 \text{ cm}^2 < 3,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) 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. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ \begin{aligned} h' &= \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \\ L' &= 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

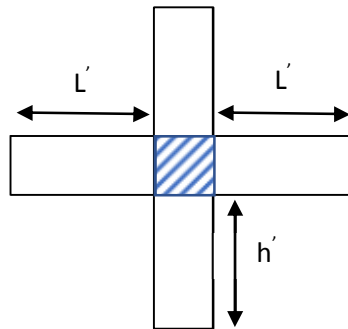


Figure VI.3 : La zone nodale

Poteau (40x40) cm²
R.DC-1^{er} étage

Poteau (35x35) cm²
2eme -4eme étage

Poteau (30x30) cm²
5eme -7eme étage

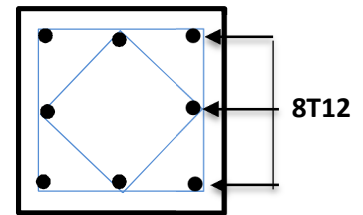
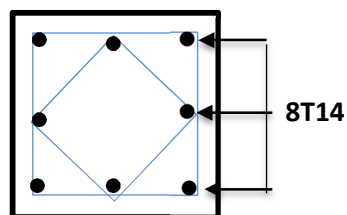
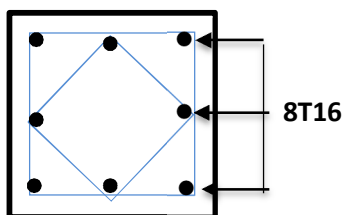



Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux



Chapitre – VII –

Etude des voiles.

VII.1. 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,...).

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 (voiles - portiques) ; 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 déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

VII.1.1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (**Torsion**).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.1.2. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

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. $0.8G \pm E$ (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'armatures :

- 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) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

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.

VII. 3.1 Les armatures verticales :

Ils sont disposés on 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.

VII. 3.2 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 %.

VII. 3.3 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 12 mm 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 inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4 Ferrailage des voiles :

VII.4.1 Exemple de calcul :

Voile de rive :

- A = 1,17 m²
- I = 1,27 m⁴
- V = 17,16 m
- N = 869,19 KN
- M = 30,48 KN.m
- T = 16,97 KN

1) Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{869,19 \times 10^{-3}}{1,17} + \frac{30,48 \times 17,16 \times 10^{-3}}{1,27} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{869,19 \times 10^{-3}}{1,17} - \frac{30,48 \times 17,16 \times 10^{-3}}{1,27} = 0,33 \text{ MPa}$$

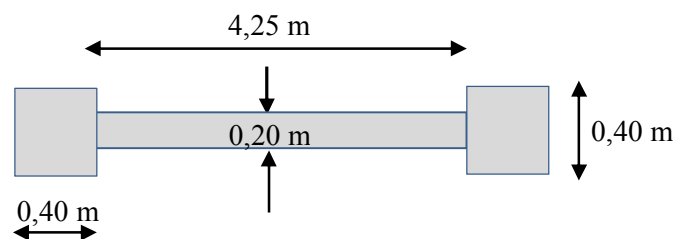


Figure :VII.1 Voile Type 1

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; 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).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 m :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

I. Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1 \cdot a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On prend **D=12 mm**.

Donc on prend : **5T12** p.m. = 5.65 cm²/m

II. L'espacement « St » :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 \cdot a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5 \cdot a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : **St = 20 cm**

III. Vérification de la contrainte de cisaillement « τ_u » :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

$$\text{-la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{16,97 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,82} = 0,022 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,022 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV. Disposition des armatures :

✓ **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 a :

$$S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t / 2 = 10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$L = 425 \text{ cm} \Rightarrow L / 10 = 42,5 \text{ cm}$$

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

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 $S_t \leq \min(1,5 \cdot a; 30 \text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit T12 avec un espacement de 20 cm

➤ **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.

Voile inter m :

- A = 1,346 m²
- I = 2,25 m⁴
- V = 8,24 m
- N = 901,72 KN

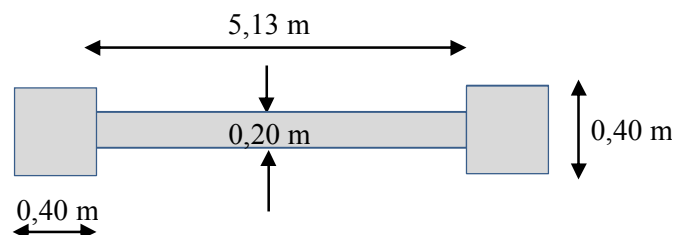


Figure VII.2 : Voile Type

- $M = 17,72 \text{ KN.m}$

V. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{901,72 \times 10^{-3}}{1,346} + \frac{17,72 \times 8,24 \times 10^{-3}}{2,25} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{901,72 \times 10^{-3}}{1,346} - \frac{17,72 \times 8,24 \times 10^{-3}}{2,25} = 0,60 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; 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).

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

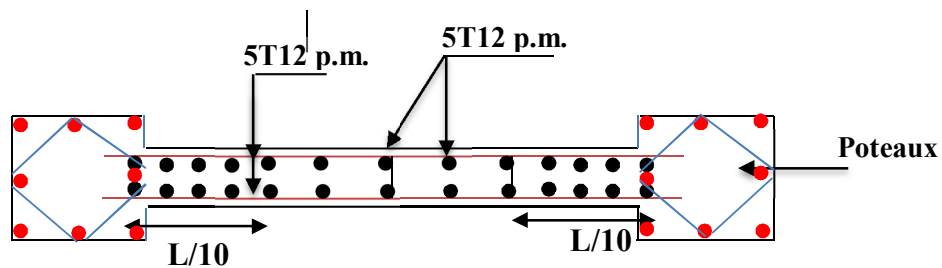


Figure VII.3 : Disposition des armatures



Chapitre – VIII –

Etude

L'infrastructure

VIII.1 Calcul des fondations :**VIII.1.1 Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,0 bar à un ancrage de 2,00 m.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- ✓ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ✓ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ✓ Éviter les tassements différentiels.

VIII.1.2 Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges à transmises tout en résistant aux contraintes de sol.

VIII.2 Calcul du radier :

Un radier c'est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \approx poids total de la structure).

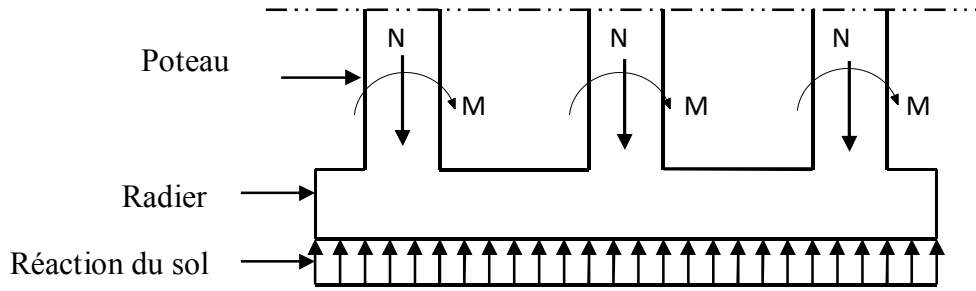


Figure. VIII.1 : Schéma du Radier

VIII.2.1 Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues à la Superstructure :

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 16456,055 \text{ KN}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^8 Q_i = 2026,044 \text{ KN}$$

Avec :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

A. Combinaison d'actions :

$$\text{A L'E.L.U : } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 25254,74 \text{ KN}$$

$$\text{A L'E.L.S : } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 18482,099 \text{ KN}$$

B. Surface minimale du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{18482,099}{2 \times 10^2} = 92,41 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 265,07 \text{ m}^2$.

VIII.2.2 Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

1^{ère} Condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant ultime ; $V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2}$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4,65 \text{ m}$

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{25254,74}{265,07} = 95,27 \text{ KN / m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre linéaire :

$$Q_u = 95,27 \times 1 \text{ m} = 95,27 \text{ KN / m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{1 \text{ m} \times 95,27 \times 4,65}{2} = 221,50 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{221,50 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,147 \text{ m.}$$

2^{ème} Condition :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 18,60 \text{ cm} \leq d \leq 23,25 \text{ cm} \\ L = 4,65 \text{ m} \end{cases}$$

Donc : $h \geq d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$

Soit : $d = 20 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$

VIII.3 Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 51,66 \text{ cm} \leq h \leq 77,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend comme dimension : } \begin{cases} \mathbf{h} = 70 \text{ cm} , \mathbf{d} = 63 \text{ cm.} \\ \mathbf{b} = 40 \text{ cm.} \end{cases}$$

VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

Poids propre du radier :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \cdot (h_r \cdot S_r + h_p \cdot b_p \cdot \sum L_i)$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \cdot ((0,30 \times 265,07) + (0,70 \times 0,40 \times 150,44)) = 2030,44 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{radier}} + N_{\text{ser superstructure}} = 2030,44 + 18482,099 = 20512,53 \text{ KN}$$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} < 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{20512,53}{265,07} = 77,38 \text{KN} / \text{m}^2 < 200 \text{KN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.2 La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \times 0,70^3}{12} = 0,011 \text{m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t} / \text{m}^2$.

b : largeur de la poutre : $b = 0,40 \text{ m}$

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t} / \text{m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,011}{500 \times 0,40}} = 5,15 \text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,15 \text{m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7,22 \text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nus des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

VIII.4.1 Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{20512,53}{265,07} = 77,38 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 77,38 - 7,5 = 69,88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 69,88 \text{ Si } \alpha = L_x / L_y < 0,4 :$$

VIII.5 Ferrailage du radier :

VIII.5.1 Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$: La dalle porte suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \alpha_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} = \alpha_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_0 \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

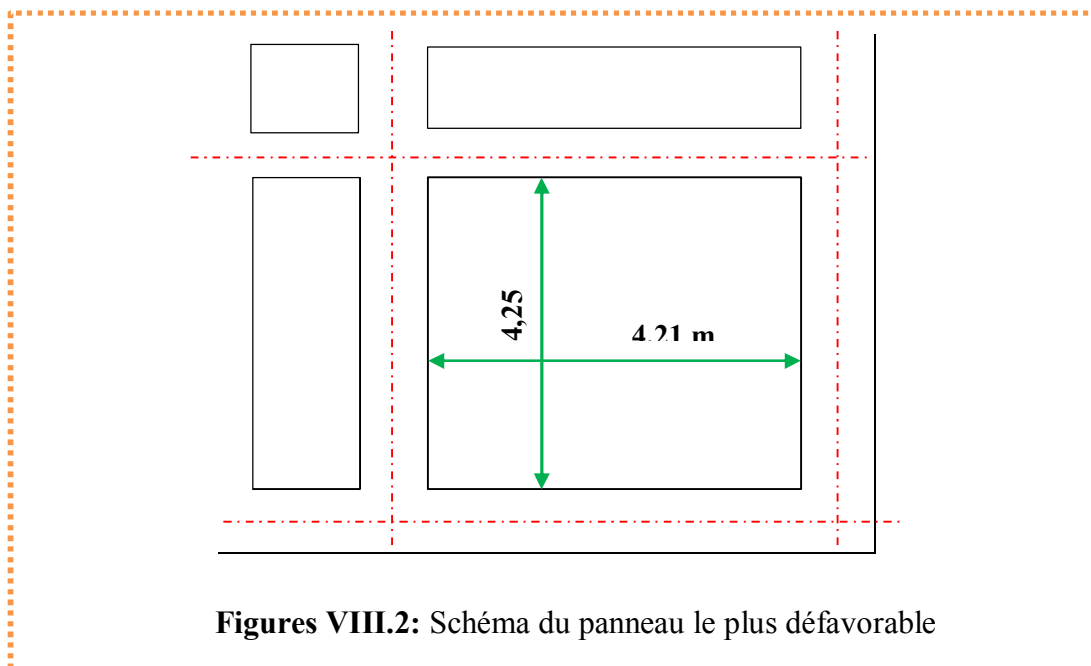
$$M_a = 0,4 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_0 \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire}$$

2^{ème} cas :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$: La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.



Figures VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,21}{4,25} = 0,99 > 0,4$$

Donc La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0,0376 \\ \alpha_y = 0,9771 \end{cases}$$

$$M_{ox} = x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0376 \times 69,88 \times 4,21^2$$

$$M_{ox} = 46,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,9771 \times 46,56$$

$$M_{oy} = 45,49 \text{ KN.m}$$

En travée :

➤ **Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 46,56 = 39,32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,32 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,069 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,32 \times 10^3}{0,964 \times 20 \times 348} = 5,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T12/ ml ; As = 6,79 cm²/ml ; St = 17 cm**

➤ **Sens y:**

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 45,49 = 38,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{38,66 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,965$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38,66 \times 10^3}{0,965 \times 20 \times 348} = 5,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T12/ ml ; As = 6,79 cm²/ml ; St = 17 cm**

➤ **Sur appuis :**

➤ **Appui de rive :**

$$M_{a\text{ rive}} = 0,3M_{ox} = 0,3 \times 46,56 = 13,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{ rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,96 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{a\text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,96 \times 10^3}{0,988 \times 20 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 / ml ; $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25\text{cm}$

➤ **Appui intermédiaire :**

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 45,49 = 22,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,74 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,17} = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,980$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22,74 \times 10^3}{0,980 \times 20 \times 348} = 3,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 / ml ; $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

VIII.5.2 Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \textit{Condition vérifiée}$$

VIII.5.3 Disposition du ferrailage :

E. Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_c 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

F. Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

G. Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{L_s ; 0,2L_x\}$$

$$L_1 = \max\{42,25 ; 84,2\} = 84,2 \text{ cm} \approx 84 \text{ cm}$$

H. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$L_x / 10 = 421 / 10 = 42,10 \text{ cm} \approx 42 \text{ cm}$$

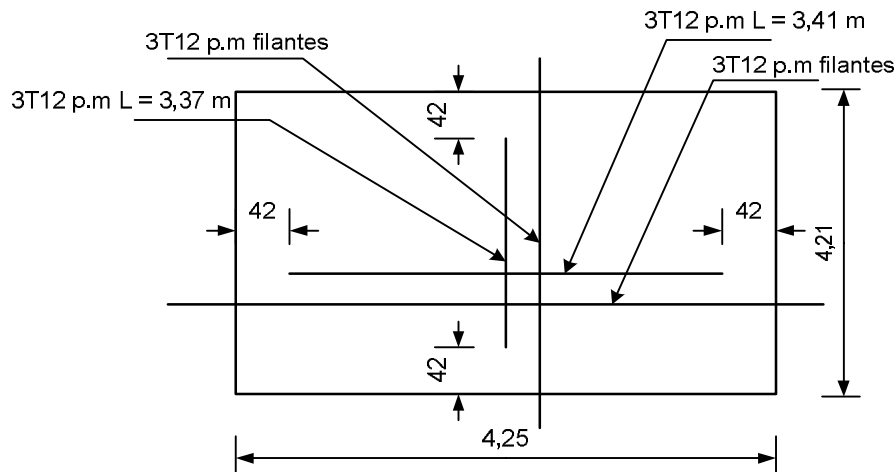


Figure VIII.3 : Armatures supérieures (en travée)

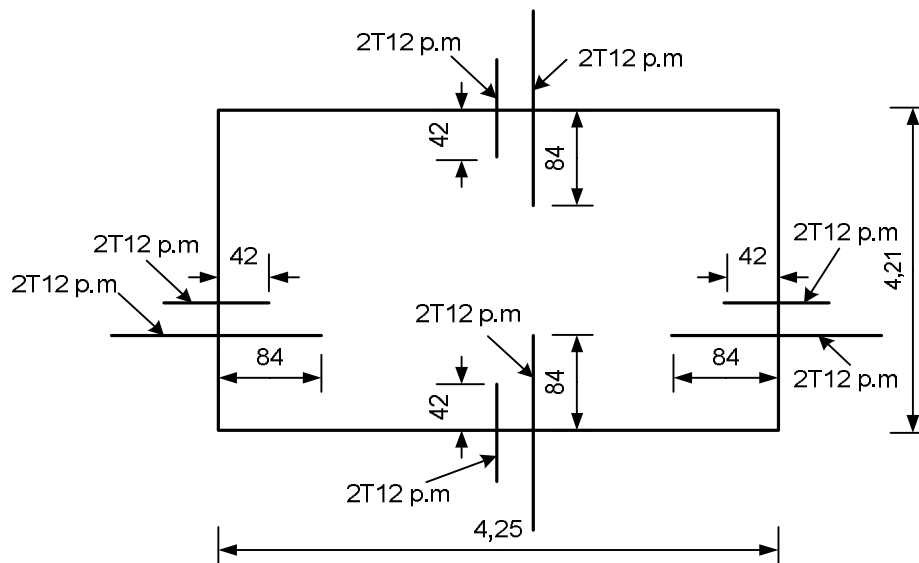


Figure VIII.4 : Armatures inférieures (sur appuis)

VIII.6 Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

❖ Sens longitudinal (y) :

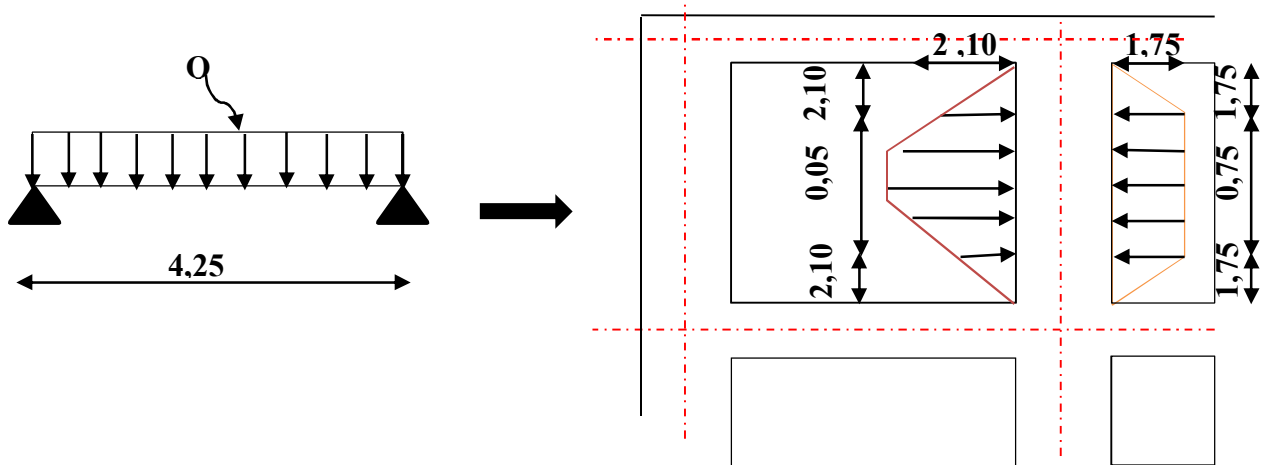


Figure VIII.5 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

Avec :

$$L_{x1} = 4,21 \text{ m}$$

$$L_{y1} = 4,25 \text{ m}$$

$$L_{x2} = 3,9 \text{ m}$$

$$Q = 69,86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{69,86}{2} \left[\left(1 - \frac{(4,21)^2}{3 \cdot (4,25)^2} \right) \cdot 4,21 + \left(1 - \frac{(3,9)^2}{(4,25)^2} \right) \cdot 3,9 \right] = 300 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{300 \times 4,25^2}{8} = 677,34 \text{ KN.m}$$

a) Calcul du ferrailage :

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 677,34 = 575,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{575,74 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,255 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,849$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{575,74 \times 10^3}{0,849 \times 63 \times 348} = 30,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte :

$$\begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit 4T20} \\ 2^{\text{ème}} & \text{lit 4T20} \Rightarrow A = 37,70 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} & \text{lit 4T20} \end{cases}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 677,34 = 270,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{270,93 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,120 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,936$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{270,93 \times 10^3}{0,936 \times 63 \times 348} = 13,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T16** (Fil) + **4T16** (chap) ; A = 16,08 cm²

b. Sens transversal(x) :

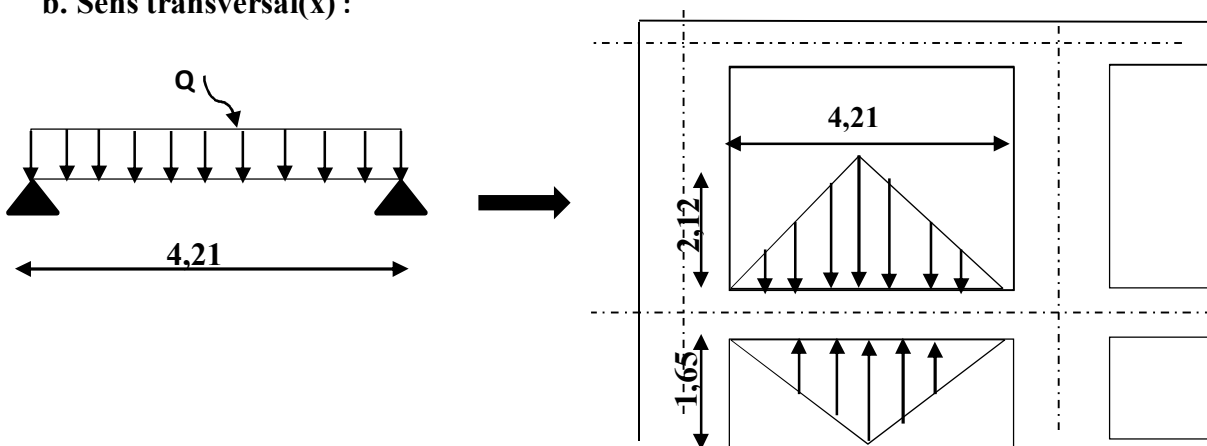


Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 69,86 \times 4,21 = 196,073 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{196,073 \times 4,21^2}{8} = 434,40 \text{ KN.m}$$

b) Calcul du ferrailage :**➤ En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 434,40 = 369,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{369,24 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,164 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,910$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{369,24 \times 10^3}{0,910 \times 63 \times 348} = 18,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit4T20} \\ 2^{\text{eme}} & \text{lit4T16} \Rightarrow A = 26,75 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} & \text{lit4T14} \end{cases}$$

➤ En appuis :

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 434,40 = 173,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{173,76 \times 10^3}{40 \times 63^2 \times 14,17} = 0,077 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,959$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{173,76 \times 10^3}{0,959 \times 63 \times 348} = 8,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T20** Soit (**A =12,47 cm²**).

VIII.6.1 Contraint de cisaillement :**❖ Calcul de l'effort tranchant :****➤ Sens longitudinal :**

$$T = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}}{2L_y} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}}{2L_y} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

$$T = \frac{69,86}{2} \left[\left(1 - \frac{4,21}{2 \times 4,25} \right) \times 4,21 + \left(1 - \frac{3,9}{2 \times 4,25} \right) \cdot 3,9 \right] = 149,93 \text{ KN}$$

➤ Sens transversal :

$$T = \frac{Q}{2} \cdot L_{x1} = \frac{69,86}{2} \times 4,21 = 147,05 \text{ KN}$$

Tmax =149,93 KN

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{149,93}{0,4 \times 0,57 \times 1000} = 0,65 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = \min(2,5 ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

a) Diamètre :

$$\varphi_t \leq \min(h / 35; \varphi_1; b / 10) = \min(17,14; 11,42) = 11,42 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$ **b) Espacement :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(15 ; 13,70) = 13,70 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 12 \text{ cm}$

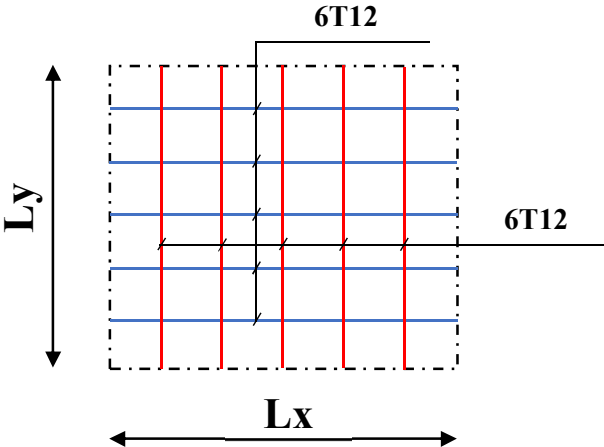
$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 f_{c28})}$$

$$A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3 f_{c28}) S_t}{0,8 \cdot f_e} = \frac{(0,65 - 0,3 \times 2,1) 40 \times 12}{0,8 \times 400} = 0,03$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T10**, $A=3.14\text{cm}^2/\text{m}$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,325; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 12} = 2,61 > 0,40 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$



Figures VIII.7 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire

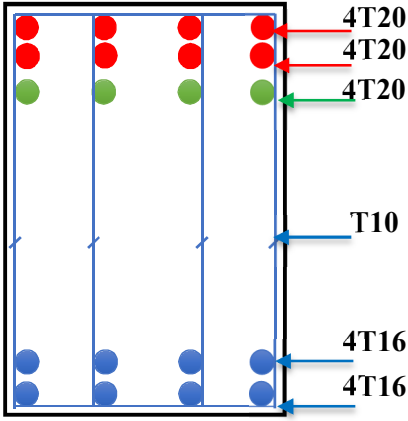


Figure VIII.8 Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinal)

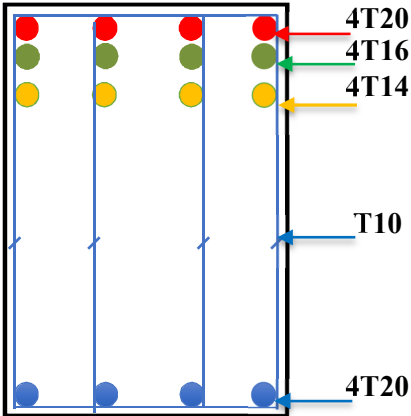


Figure VIII.9 Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)

Introduction Générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Livres et règlements :

1. Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
2. DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).

Mémoire :

3. Eude d'un bâtiment (R+7) a usage d'habitation situé à ALGER

Logiciels :

4. Logiciel d'analyse des structures (ETAPS).
5. Autodesk AutoCAD 2009
6. SOCOTEC
7. RDM.6
8. EXCEL
9. WORD
10. POWER POINT