

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



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Présenté par :

Belaaredj Rudhouane

BenMoussa Mohamed idir

Sujet du mémoire

**ÉTUDE TECHNIQUE D'UN CENTRE
COMMERCIAL EN (R+5) A USAGE MULTIPLE
SITUE A TIARET**

Soutenu publiquement le 21/06/2023 devant le jury composé de :

MR BELMAHI SAMIR	Président
MR BOUAKKAZ KHALED	Encadrant
MR BOUZID HAYRHAM	Co- Encadrant
MR KHILOUN MOKHTAR	Examineur
MR CHIKH ABDEKBAKI	Examineur

PROMOTION : 2022/2023

Remercîments

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier notre encadrant Mr BOUAKKAZ.K et co-encadrant Mr BOUZID.H qui nous ont guidé durant toutes les étapes de ce travail, pour leur soutien, leur conseils judicieux et leur bienveillance sur nous.

Nous voudrions remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce travail.

En fin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leur aide et surtout pour leur soutien.

DEDICACE

*Je remercie dieu de m'avoir donnée santé, courage
tout au long de mes études. A la plus chère au
monde:*

*Ma mère, celle qui est la plus chère au
monde et à mon très cher père qui est le
meilleur père dans ce monde, grâce à son
encouragement, sa confiance et son
soutien moral et matériel*

*A mon très cher binôme **BENMOUSSA
MOHAMED IDIR.***

*À mes amies et tous mes enseignants qui
durant mon parcours d'études m'ont
donné le savoir et m'ont éclairée de leurs
conseils*

Belaaredj Redouane

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

A mes chères sœurs, je vous adresse cette dédicace en signe d'amitié éternelle et de reconnaissance infinie, avec tout mon amour fraternel.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

A toute la promotion GC. Structures 2022-2023.

A mon très cher binôme BELAAREDJ REDOUANE.

A tous les enseignants qui ont collaboré à notre formation depuis notre cycle d'étude jusqu'à la fin de notre cycle universitaire.

BENMOUSSA MOHAMED IDIR.

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un Rez-de-chaussée plus cinq étages (R+5), implanté à Tiaret. Cette région est classée en zone faible sismicité(I) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 / version 2003.

L'objectif étant le dimensionnement des différents éléments constitutifs du bâtiment et de déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis. Nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le BAEL91 /99. RPA99 /2003.

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.7.4.

En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات ، يتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى خمسة طوابق (R +5)، يقع في تيارت . تصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية ضعيفة (أولى) وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية

2003، النسخة (RPA99)

الهدف من ذلك هو تحديد أبعاد مختلف مكونات المبنى وتحديد التسليح المناسب لمقاومة هذا الأخير لمختلف

الأعمال التي قد يتعرض لها. وكان علينا أن نستخدم الأنظمة السارية ، بما في ذلك RPA99/2003 RPA99/2003

من أجل تحديد القوى الداخلية في الهياكل، وفي ديناميكية حساب طرق الاهتزاز ، استخدمنا برنامج الحساب

. ETABS V9.7.4

وأخيراً ، درسنا وحسبنا الأساسات في الجزء الأخير من هذه المذكرة

This project is a detailed study of a multi-purpose building, consisting of a first floor and 5 stores, located in Tiaret.

This region is known as a seismically weak zone according to Algerian seismic regulations RPA 99/ version 2003.

The objective being the sizing of the various constituent elements of the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it may be subjects.

We had to appeal to the regulations in force in particular the BAEL 91/99.and RPA 99/2003

In order to determine the internal forces in the frames, and in dynamics for the determination of the vibration mode, we used the calculation software ETABS V9.7.4

Finally, in the last part of the thesis, we studied and calculated the foundations.

Sommaire

Introduction Général

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :.....	11
I.2 Présentation de l'ouvrage :.....	11
I.3 Caractéristiques géométriques :.....	11
I.4 Conception de la structure :	12
I.4.1 Ossature de l'ouvrage :.....	12
I.4.2 Plancher :	12
I.4.3 Escalier :	13
I.4.4 Maçonnerie :	13
I.4.5 Revêtement :	14
I.4.6 Acrotères :.....	14
I.4.7 Gaine d'ascenseurs :.....	14
I.4.8 Fondation :.....	14
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	14
I.5.1 Le Béton :	14
I.6 Dosage et composition du béton :.....	15
I.7 Résistances mécaniques du béton :.....	16
I.7.1 Résistance à la compression :	16
I.7.2 Résistance à la traction :	16
I.8 Déformation et contraintes de calcul :	16
I.8.1 Etat limite de résistance :	16
I.8.2 Contrainte admissible de cisaillement :	18
I.8.3 Modules de déformation longitudinale du béton :.....	18
I.8.4 Coefficient de poisson :.....	18
I.9 Les Aciers :	18
I.9.1 Caractéristiques des aciers utilisés :	19
I.9.2 Diagramme déformation- contrainte de calcul :.....	19
I.9.3 Contraintes limites de traction des armatures :.....	20
I.9.4 Etats limites :	21

Chapitre II :Pré dimensionnement Des éléments structuraux

II.1 Introduction	26
II.2 Pré dimensionnement Des Planchers.....	26

Sommaire

II.2.1 Planchers à corps creux	26
II.3 Evaluation Des Charges.....	26
II.3.1 Charges Permanentes	27
II.3.2 Charge D'exploitation	27
II.3.3 Maçonnerie	28
II.4 Pré dimensionnement Des Poutres Et Des Poteaux.....	28
II.4.1 Pré dimensionnement Des Poutres	28
II.4.2 Poutres principales :	29
II.4.3 poutres secondaires :	29
II.4.4 conclusion :.....	29
II.5 Pré dimensionnement des poteaux :	30
II.5.1 Vérification des conditions du R.P.A 99:.....	34
II.6 Les poutrelles :.....	35
II.7 Pré dimensionnement Des Voiles.....	36
Chapitre III : Etude Des Plancher	
III.1 Introduction :	38
III.2 Dimensionnement des poutrelles :	38
III.2.1 Méthode de calcul des poutrelles :	39
III.2.1.1 Planchers étages courant :	39
III.2.1.2 Plancher terrasse :	40
III.3 Calcul des poutrelles:	41
III.3.1 Etude des poutrelles planchers étages courants :	41
III.3.2 Calcul du ferrailage des.....	46
III.3.2.1 Poutrelles planchers étages commercial :	46
III.3.2.2 Poutrelles planchers étages habitation :	51
III.3.2.3. Poutrelles plancher terrasse :	57
Chapitre IV :Pré dimensionnement Des éléments non structuraux	
IV.1 Balcon:	65
IV.1.1 Introduction :	65
IV.1.2 Descente des charges :	65
IV.1.3 Calcul du balcon :	65
IV.1.4 La vérification des contraintes à l'E.L.S:	67
IV.2 L'acrotère	69

Sommaire

IV.2.1 Introduction	69
IV.2.2 Dimensions de l'acrotère :	69
IV.2.3 Calcul des sollicitations :	70
IV. 2.3.1 Calcul des efforts :	70
IV. 2.3.2 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	70
IV. 2.3.3 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	72
IV.2.4 Calcul du ferrailage (E.L.U) :	72
IV.2.4.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée :	72
IV.2.4.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :	72
IV.2.5 Verification a l'E.L.S:	73
IV.2.5.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :	73
IV.2.5.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé:	74
IV.2.5.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu :	74
IV.2.5.4 Contrainte de cisaillement :	74
IV.3 Étude des escaliers	76
IV.3.1 Introduction :	76
IV.3.2 Predimensionnement :	76
IV.3.2.1 Inclinaison de la paillasse :	78
IV.3.2.2 Epaisseur de la paillasse	79
IV.3.2.3 Epaisseur du palier :	79
IV.3.3 Evaluation des charges et des surcharges :	79
IV.3.3.1 Première volée :	80
IV.3.3.2 Deuxième volée :	85
IV.3.3.3 Troisième volée :	87
IV.3.3.4 Étude de la poutre palière d'étage courant:	89
IV.4 L'ascenseur	93
IV.4.1 Introduction :	93
IV.4.2 Etude de l'ascenseur :	93
IV.4.3 Les vérifications à L'E.L.S :	103
Chapitre V : Etude Sismique	
V.1 Introduction :	109
V.2. Méthode de calcul :	109

Sommaire

V.3 Méthode d'analyse modale spectrale :	110
V.3.1 Principe de la méthode :	110
V.3.2 Spectre de réponse de calcul :	110
V.3.3 Nombre de mode à considérer :	110
V.4 Calcul de l'effort sismique à la base :	111
V.4.1 Calcul de la force sismique totale :	111
V.4.2.Détermination des poids (W_t) de la structure :	115
V.5 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité.....	117
V.6 Calcul des déplacements :	118
V.7 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :	119
V.8 Conclusion :	120

Chapitre VI : Etude des portiques

VI .1 Étude des poteaux	124
VI.1.1 Introduction	124
VI 1.2 Méthode de calcul :	124
VI 1.3 Les vérifications :	128
VI.2 Etude des poutres	130
VI .2.1 Introduction :	130
VI .2.2 Ferrailage des poutres :	130

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1 Introduction :	140
VII.2 Ferrailage des voiles :	143
VII.2.1 Calcul des armatures verticales :	144
VII.2.2 Armatures transversales:	146

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :	152
VIII.1.1 Choix du type des fondations :	152
VIII.1.2 Calcul du radier:	153
VIII.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol :	153
VIII.1.4 Surface minimale du radier :	153
VIII.1.5 Dimensionnement la hauteur de la poutre de libage :	154
VIII.1.6 Poutre du sens principale :	157
VIII.1.7 Poutre du sens secondaire :	158

Liste Des Tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau I-1- Caractéristiques géométriques.....	11
Tableau I-5- Dosage et composition du béton.	15
Tableau I-8- Caractéristiques des aciers utilisés	19
Tableau I-10 : Règle des trois pivots.....	22

Chapitre II :Pré dimensionnement Des éléments structuraux

Tableau II .5 Calcul de l'effort normal	33
-----------------------------------------------	----

Chapitre III : Etude Des Plancher

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages	45
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles	63

Chapitre V : Etude Sismique

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone	111
Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	111
Tableau V.3 : Coefficient de pondération	112
Tableau V.6 : Pourcentage d'amortissement critique	115
Tableau V.7 : les Tableau: L'excentricité. dans les deux sens.....	118
Tableau V.7 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.	119
Tableau V-8 : Vérification de l'effet dans les deux sens	120

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI.1 :Les sollicitations défavorables du 1er genre	125
Tableau VI.2 : les sollicitations défavorables du 2eme genre.....	125
Tableau VI.3 : Tableau de ferrailage des poteaux.....	127
Tableau VI.5: le tableau suivant donne les sections min et max des poutres secondaires.....	131
Tableau VI.6 : le tableau suivant donne les sections min et max des poutres principales.....	131
Tableau VI.7 : représente le ferrailage en appuis du plancher R.D.C.....	132
Tableau VI.8 : représente le ferrailage en traves du plancher R.D.C.....	132
Tableau VI.9 : tableau récapitulatif des ferrailages des poutres	137

Liste Des Figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I-2 : Plancher à corps creux.	12
Figure I-3 : Plancher à dalle pleine.	13
Figure I-4 : Brique creuse.....	13
Figure I.6 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.	17
Figure I-7- Diagrammes déformations –contraintes de béton.....	17
Figure I-9- Diagramme déformations – contraintes.....	19
Figure I-11-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.	22

Chapitre II :Pré dimensionnement Des éléments structuraux

Figure II.1 : Dalle à corps creux.....	26
Figure II.2 : Plancher terrasse.	27
Figure II.4 : La surface afférente du poteau	31
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.	36

Chapitre III : Etude Des Plancher

Figure III.1 Plancher à corps creux	38
Figure III.3 Ferrailage	62
De la dalle de compression.....	62

Chapitre IV :Pré dimensionnement Des éléments non structuraux

Figure IV.1 Coupe type d'une section transversale du ferrailage d'un balcon.....	68
Figure IV-1 : « Schéma statique de l'acrotère »	69
Figure IV-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	75
Figure IV.1 : Différentes élément d'un escalier.	76
Figure IV-2 : schéma statique d'escalier.....	78
Figure IV.3 Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)	80
Figure IV.4 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant E.L.U	81
Figure IV.5. Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)	82
Figure IV.6 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant E.L.S.....	83
Figure IV.7 Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)	85
Figure IV.9. Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)	87
Figure IV.10. Ferrailage 1er et 2eme volée.....	89
Figure IV.10. Ferrailage 1er et 2eme volée.....	89
Figure IV.11. Ferrailage 3eme volée.....	89
Figure IV.1-Ferrailage Supérieur du panneau de dalle –	107

Liste Des Figures

FigureIV-2 - Ferrailage Inférieur du panneau de dalle 107

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI. 4: Dessin de ferrailages des sections des poteaux 129

Figure VI.10 Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires..... 138

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII.1.Une coupe d'un voile 143

Figure VII. 2 Coupes transversales de voile. 146

Figure. VII. 3 Vue de face de voile 147

Figure. VII. 5 Disposition des armatures verticales dans les voiles..... 149

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1.Radier général 152

Figure VIII.2.Ligne de Rupture d'un panneau 156

Figure VIII.3. Ferrailage du radier 159

Figure VIII.4 Ferrailage de poutre libage sens principale..... 159

Figure VIII.5. Ferrailage de poutre libage sens secondaire 159

Introduction Générale

Introduction Générale

Le domaine des Bâtiments se développe rapidement, donc il doit appliquer de nouvelles connaissances dans le domaine des techniques de construction. Ce projet de fin d'étude présente une étude technique détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un Rez-de chaussée plus (5) étages, implanté à Tiaret. Cette région est classée comme une zone de faible sismicité selon le RPA99-2003. L'ouvrage sera réalisé en béton armé, car ce matériau présente des divers avantages.

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est soumise à une activité sismique intense. Chaque étude modérée doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

- ◆ La sécurité : le critère le plus important (assurer la stabilité de l'ouvrage).
- ◆ Le confort de l'utilisateur.
- ◆ L'aspect économique : sert à diminuer les coûts du projet.
- ◆ L'esthétique.
- ◆ Notre mémoire est constitué de sept chapitres :
- ◆ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments, et le choix des matériaux à utiliser et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- ◆ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments principaux.
- ◆ Le troisième chapitre présente le calcul des planchers.
- ◆ Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments secondaires à savoir ; escalier, balcon, ascenseur et acrotère.
- ◆ Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment sous l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS v9.6
- ◆ Le seizième chapitre présente l'étude des portiques (poteaux-poutres).
- ◆ Le septième chapitre illustre le ferrailage des voiles de contreventement.
- ◆ Le dernier chapitre présente l'étude de l'infrastructure, où un système avec un radier général est adopté en vue de la grande envergure du bâtiment.

Enfin, ce mémoire sera clôturé par une conclusion générale qui englobe les différents résultats et acquis obtenus au long de la réalisation de ce travail.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été attribué consiste à l'étude d'une structure d'un centre commercial R+5 a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles., implanté à Tiaret (Rue Maarouf Ahmed Tiaret), considérée comme une zone de moyenne sismicité « **Zone I** » Groupe d'usage 2 sol meuble S3, selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003).

Le projet est composé d'un seul bâtiment en R+5 en béton armé comportant:

- ✓ Du RDC jusqu'au 3^{ème} étage à usage commercial ;
- ✓ Du 4^{ème} au 5^{ème} étage à usage d'habitation.

I.3 Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Dimensions	(m)
Dimension en plan	15.0625×22.20
Hauteur totale (avec l'acrotère)	20.72
Hauteur du RDC au 3 ^{ème} étage	3,40
Hauteur 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	3,06

Tableau I-1-Caractéristiques géométriques.

I.4 Conception de la structure :

I.4.1 Ossature de l'ouvrage :

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

I.4.2 Plancher :

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

- Plancher à corps creux.

- Plancher à dalle pleine.

- Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons, à savoir :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

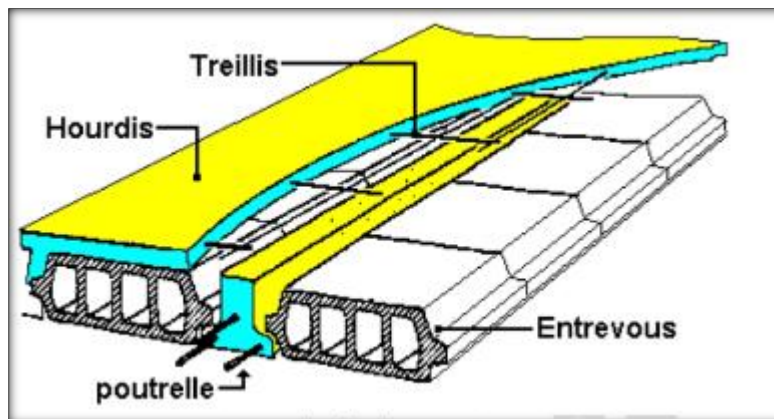


Figure I-2 : Plancher à corps creux.

- Planchers dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée.

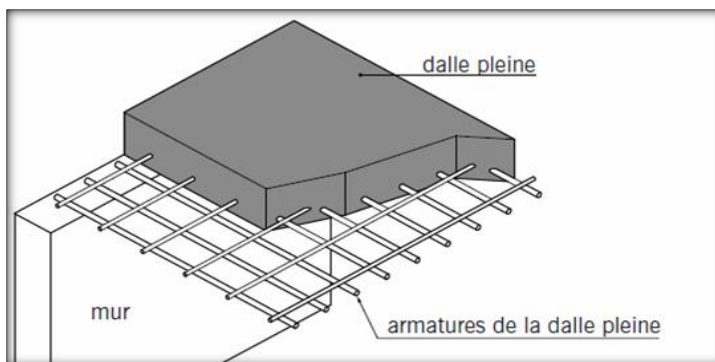


Figure I-3 : Plancher à dalle pleine.

I.4.3 Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

1.4.4 Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.



Figure I-4 : Brique creuse.

I.4.5 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade ;
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4.6 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 100cm et de 12cm d'épaisseur.

I.4.7 Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8 Fondation :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuses, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturel, en tenant compte en plus de double sous-sol projeté.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.5.1 Le Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.1.1 Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

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

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1.Sables :

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

b.2.Graviers :

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

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

I.6 Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante :

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I-5- Dosage et composition du béton.

I.7 Résistances mécaniques du béton :

I.7.1 Résistance à la compression : : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

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

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour : j ≥ 60 jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

I.7.2 Résistance à la traction : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

I.8 Déformation et contraintes de calcul :

I.8.1 Etat limite de résistance : (BAEL 91 [ART 4.3.41])

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.

a- Diagramme parabole – rectangle :

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

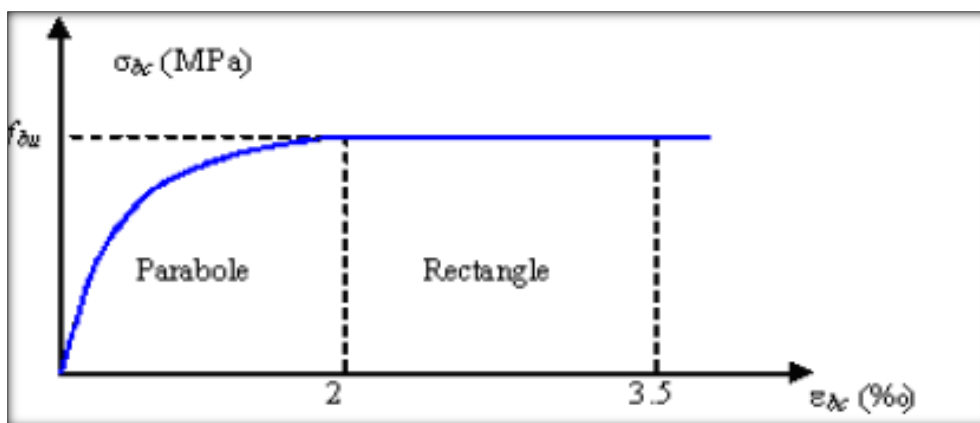


Figure I.6 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% < \epsilon_{bc} < 3,5\%$

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de 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 les essais sur éprouvettes.

b- Diagramme rectangulaire : (BAEL 91 [ART 4.3.42])

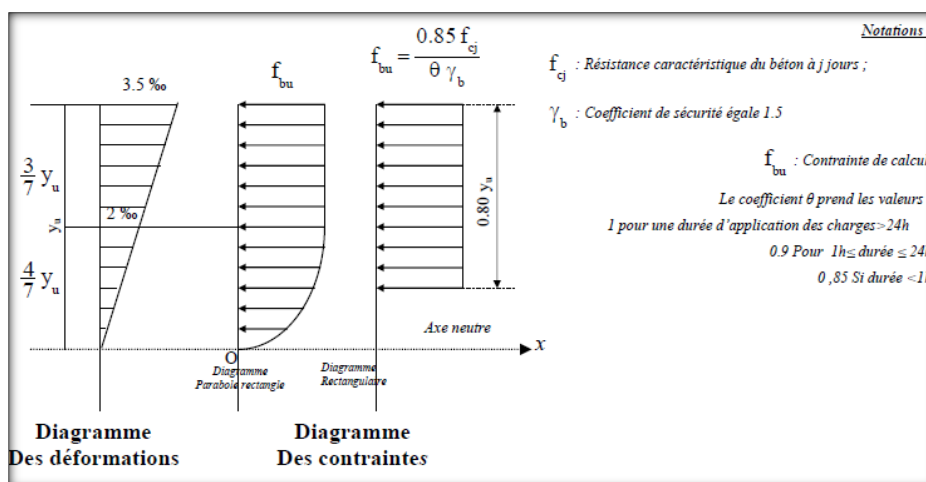


Figure I-7- Diagrammes déformations –contraintes de béton.

I.8.2 Contrainte admissible de cisaillement : (BAEL 91 [ART 5.1.211])

$\tau_u = 3.33$ [MPa] : Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$$

$\tau_u = 2.5$ [MPa] : Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$$

I.8.3 Modules de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation instantanée : (BAEL 91 [ART 2.1.1.2])

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée : (BAEL 91 [ART 2.1.2.2])

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; E_{i28} = 10818,9 \text{ MPa.}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.8.4 Coefficient de poisson : (BAEL 91 [ART 2.1.3])

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.9 Les Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.9.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-8- Caractéristiques des aciers utilisés.

I.9.2 Diagramme déformation- contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : $\gamma_s=1,15$ cas général ; $\gamma_s=1,00$ cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

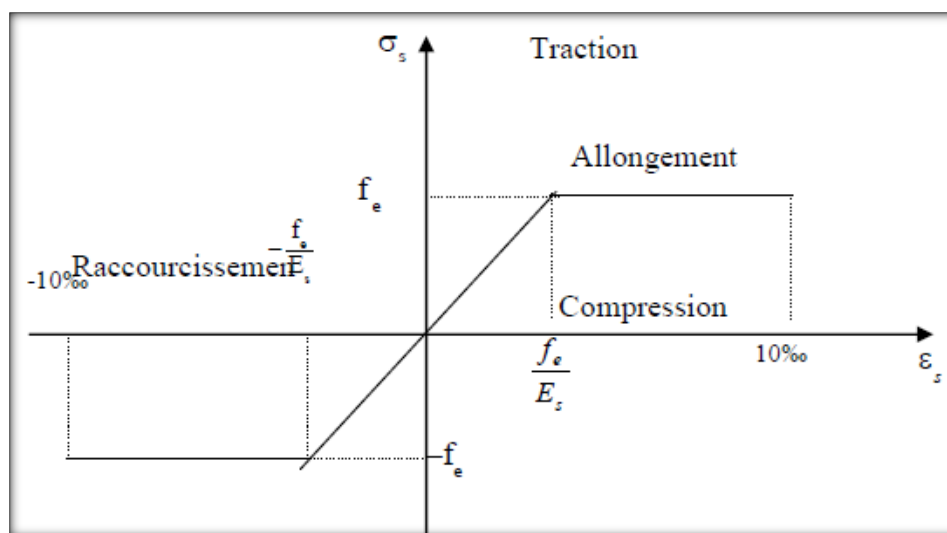


Figure I-9- Diagramme déformations – contraintes.

I.9.3 Contraintes limites de traction des armatures : (BAEL 91 [ART A.4.5.33. P32.P33])

a) E.L.U

σ_s : contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

♦ rond lisse ($f_e = 235$ MPa)	{	$\sigma_s = 204,34$ MPa	situation durable ou transitoire
		$\sigma_s = 235$ MPa	situation accidentelle
♦ haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)	{	$\sigma_s = 348$ MPa	situation durable ou transitoire
		$\sigma_s = 400$ MPa	situation accidentelle

b) E.L.S

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa.
- Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.8f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

η : coefficient de fissuration.

-Poids volumique :

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

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

-Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ kN/m}^3$.

I.9.4 Etats limites :

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.9.4.1 E.L.U.R :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

I.9.4.1.1 Hypothèses de calcul : (BAEL 91mod99, [ART A.4.3.2. P23])

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

I.9.4.1.2 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.

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

Tableau I-10 : Règle des trois pivots

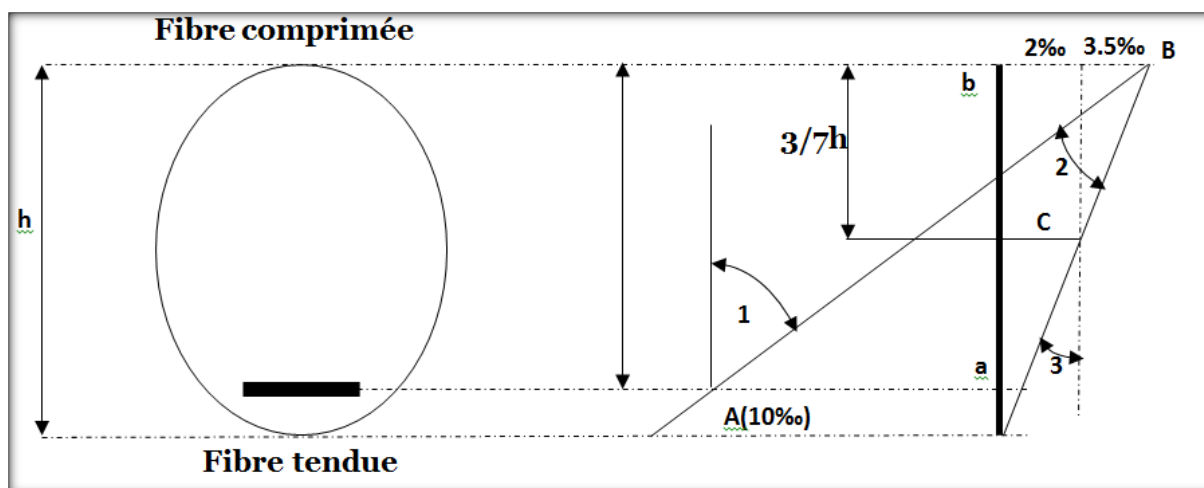


Figure I-11-Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- Dans le domaine 01 : le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.
- Dans le domaine 02 : le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée.
- Dans le domaine 03 : le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $3/7$ de la hauteur total h de la section.

I.9.4.2 E.L.S :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- L'ouverture des fissures ;
- La déformation des éléments porteurs ;
- La Compression dans le béton.

I.9.4.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

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

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

$$\eta = E_s/E_b=15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

I.9.4.2.2 Méthodes de calcul :

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

a. Méthode statique équivalente :

Seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

b. Méthode dynamique modale spectrale :

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

I.9.4.2.3 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$;
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$;
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj}=10818,865\text{Mpa}$;
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij}=32164,195\text{Mpa}$;
- Limite d'élasticité du l'acier : $f_e=400\text{Mpa}$.

I.9.3.2.4 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 : $1,35G+1,5Q$

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : $G+Q$

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$

Chapitre II

Pré

dimensionnement

Des éléments

structuraux

II.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement Des Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure on a deux types de planchers dalle pleine et corps creux.

II.2.1 Planchers à corps creux

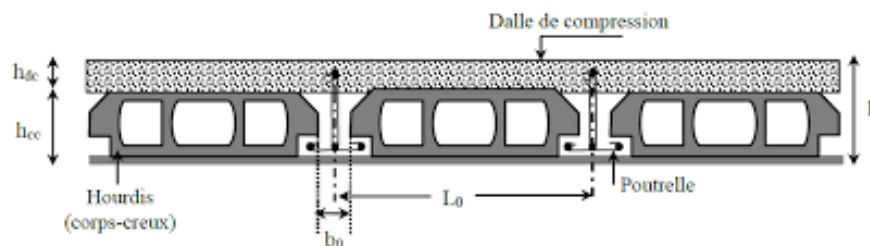


Figure II.1 : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$h \geq \frac{L}{22,5} \quad \text{Avec :}$$

h : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle

$$\text{On a : } L = 4.04 \text{ m} \quad \text{alors} \quad h \geq 17.95$$

Donc on adopte une épaisseur de : 16cm ; On prend : $h = (16+5) \text{ cm}$

II.3 Evaluation Des Charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Charges Permanentes

II.3.1.1 Plancher Terrasse accessible

a- Planchers à corps creux

1-Gravillon de protection (roulé) ($e=5cm ; \rho=20kN/m^3$).....	$1kN/m^2$
2- Etanchéité multicouches (2 cm ; $\rho=6kN/m^3$)	$0,12 kN/m^2$
3-Forme de pente ($e_{moy}= 8cm ; \rho=20kN/m^3$).....	$1,6kN/m^2$
4-Isolation thermique ($e=4cm ; \rho=4kN/m^3$).....	$0,16kN/m^2$
5- Dalle à corps creux (16+5).	$3.05 kN/m^2$
6-Enduit en plâtre ($e=2cm ; \rho=10kN/m^3$).....	$0,20kN/m^2$
	$G=6.13 kN/m^2$

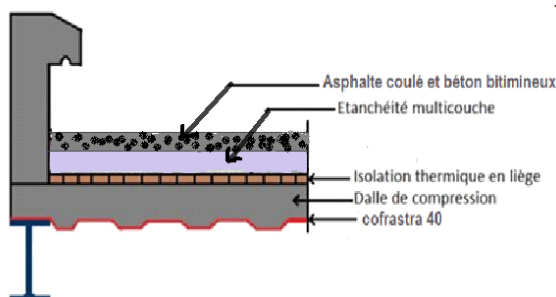


Figure II.2 : Plancher terrasse.

II.3.1.2 Plancher Etage Courant

a- Planchers à corps creux

1-Carrelage ($e=2cm ; \rho=0,2kN/m^2$).....	$0,40kN/m^2$
2-Mortier de pose ($e=2cm ; \rho=20kN/m^3$).....	$0,40kN/m^2$
3-Lit de sable ($e=3cm ; \rho=18kN/m^3$).....	$0,54kN/m^2$
4-Plancher à corps creux (16 + 5)	$3.05 kN/m^2$
5-Enduit en plâtre ($e=2cm ; \rho=10kN/m^3$).....	$0,20kN/m^2$
6-Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	$1,00kN/m^2$
	$G=5,59 kN/m^2$

II.3.2 Charge D'exploitation

- Escaliers : $Q=3.5 kN/m^2$
- Balcon acc $Q= 3,5 kN/m^2$
- Plancher courant $Q= 1,5 kN/m^2$
- Plancher terrasse accessible : $Q= 1.5 kN/m^2$

- Plancher (commercial) :

$$Q = 4 \text{ kN/m}^2$$

II.3.3 Maçonnerie

Murs extérieurs

1-Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	0,36kN/m ²
2-Brique creuse ($e=15\text{cm}$).....	1,35kN/m ²
3-Lame d'air ($e=5\text{cm}$).....	0,00kN/m ²
4-Brique creuse ($e=10\text{cm}$).....	0,90kN/m ²
5-Enduit au plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	0,20kN/m ²

$$G = 2,81 \text{ kN/m}^2$$

Murs intérieurs

1- Enduit en ciment face 1 ($e=1.5\text{cm}$).....	0,27kN/m ²
2- Parois en brique creuse intérieur($e=10\text{cm}$).....	0,9kN/m ²
3- Enduit en ciment face 2 ($e=1.5\text{cm}$).....	0,27kN/m ²

$$G = 1,44 \text{ kN/m}^2$$

II.4 Pré dimensionnement Des Poutres Et Des Poteaux

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1 Pré dimensionnement Des Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnements sont basés sur les deux étapes suivantes :

- 1- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques
- 2- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon l'RPA 99 V 2003

Selon les formules empiriques

- la hauteur h de la poutre doit être $L/16 \leq h \leq L/10$
- La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,6h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon RPA99V2003

On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 20 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 30 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.2 Poutres principales :

$$L_{\max} = 500 \text{ cm}$$

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 500 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 31.25 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm} ; \text{On prend } b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.28 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

II.4.3 poutres secondaires :

$$L_{\max} = 444 \text{ cm.}$$

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 444 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 27.75 \text{ cm} \leq h_t \leq 44.4 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} ; \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.14 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

II.4.4 conclusion :

-La section des Poutres principales est :(35x45)

-La section des Poutres secondaires est :(30x40)

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

Les dimensions des poteaux doivent :

- 1- Respecter les critères de résistance.
- 2- Vérifier les conditions de RPA 99.

On a un type de coffrage des poteaux rectangulaire :

Type I : Du RDC au 5^{ème} étage.

a) Détermination de (a) :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} \leq 50 ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

Donc on remplaçant par la valeur de i :

$$\lambda = \frac{l_f}{0.289a} = \frac{0.7 \times l_0}{0.289a} \leq 50$$

Avec :

λ : Élanement mécanique d'une pièce comprimée.

L_f : Longueur de flambement = 0,7 L₀.

L_0 : Hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration de la section droite du béton seule.

b) Détermination de (b) :

Selon le BAEL on a :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_c 28}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du poteau ; $B_r = (a - 2)(b - 2)$ [cm]²

A_s : Section d'armature longitudinale ; $A_s = 0,7\% B_r$; Parce que Zone I (**RPA 7.4.2.1**)

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.

f_e : nuance de l'acier. $f_e = 400$ MPA.

α : Facteur réducteur de Nu, il est en fonction de λ ;

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

$f_{c28} = 25$ MPA ; $f_e = 400$ MPA ; $\gamma_b = 1,50$; $\gamma_s = 1,15$;

Application numérique :

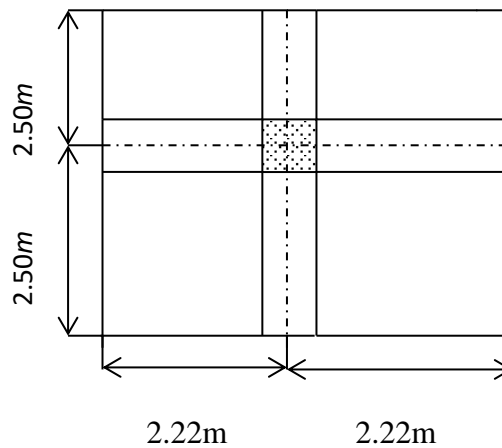


Figure II.4 : La surface afférente du poteau

$$S = 5.00 \times 4.44 = 22.2 \text{ m}^2$$

a) Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times 3,40}{i} ;$$

On a : $L_0 = 3,40$ m ; $L_f = 0,7 \times 3,40 = 238$ cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{238}{0.289 \times 50} = 16,47 \text{ cm}$$

On prend :

$$a = 40 \text{ cm.}$$

b) Détermination de « b » :

Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :

niveau	éléments	G	Surface	G f
0	Plancher terrasse	6,1300	22,2000	136,0860
	poutre p	3,9375	5,0000	19,6875
	poutre s	3,0000	4,4400	13,3200
	Escalier	0,0000		0,0000
	Gt			169,0935
	Qt			
1				
	Plancher E C	5,5900	22,2000	124,0980
	poutre p	3,9375	5,0000	19,6875
	poutre s	3,0000	4,4400	13,3200
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	mur int	0,0954	9,4400	0,9006
	Poteau	4,0000	3,0600	12,2400
	Gt			170,2461
	Qt			
	revenant 0-0			169,0935
	Total			339,3396
2				
	Plancher E C	5,5900	22,2000	124,0980
	poutre p	3,9375	5,0000	19,6875
	poutre s	3,0000	4,4400	13,3200
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	mur int	0,0954	9,4400	0,9006
	Poteau	4,0000	3,0600	12,2400
	Gt			170,2461
	Qt			
	revenant 1-1			339,3396
	Total			509,5857
3				
	Plancher E C	5,5900	22,2000	124,0980
	poutre p	3,9375	5,0000	19,6875

	poutre s	3,0000	4,4400	13,3200
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	mur int	0,0954	9,4400	0,9006
	Poteau	4,0000	3,4000	13,6000
	Gt			171,6061
	Qt			
	revenant 2-2			509,5857
	Total			681,1917
4				
	Plancher E C	5,5900	22,2000	124,0980
	poutre p	3,9375	5,0000	19,6875
	poutre s	3,0000	4,4400	13,3200
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	mur int	0,0954	9,4400	0,9006
	Poteau	4,0000	3,4000	13,6000
	Gt			171,6061
	Qt			
	revenant 3-3			681,1917
	Total			852,7978
5				
	Plancher E C	5,5900	22,2000	124,0980
	poutre p	3,9375	5,0000	19,6875
	poutre s	3,0000	4,4400	13,3200
	Escalier	0,0000	0,0000	0,0000
	mur int	0,0954	9,4400	0,9006
	Poteau	4,0000	3,4000	13,6000
	Gt			171,6061
	Qt			
	revenant 4-4			852,7978
	Total			1024,4039

Tableau II .5 Calcul de l'effort normal

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
T	$Nq0=1,50$	1.5
05	$Nq1=q0+q1$	3
04	$Nq2=q0+0,95 (q1+q2)$	4.35
03	$Nq3=q0+0,9 (q1+q2+q3)$	7.8
02	$Nq4=q0+0,85 (q1+q2+q3+q4)$	10.85
01	$Nq5=q0+0,8 (q1+q2+q3+q4+q5)$	13.5
R.D.C	$Nq6=q0+0,75 (q1+q2+q3+q4+q5+q6)$	15.75

$$Ng = 1.1 \times 1024.4039 = 1126.84 \text{ KN}$$

$$Nq = 1.1 \times 15.75 \times 22.2 = 384.62 \text{ KN}$$

l'effort normal Nu : $Nu = 1.35Ng + 1.5Nq = 2098.16 \text{ KN}$

$$Br = (40 - 2)(b - 2) = 38(b - 2) [cm]^2$$

$$As = 0.7\% \times Br = 0,007 \times [38(b - 2)] = 0,266(b - 2)[cm]^2 \quad 0.7\% \text{ car zone I}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{20.59}{35}\right)^2} = 0.79$$

$$2098.16 \leq 0.79 \left[\frac{38(b - 2)25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.266(b - 2)400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$2098.16 \leq 62.90 (b - 2) \rightarrow b \geq \frac{2098,16}{62.90} + 2 = 35.35 \text{ cm}$$

On prend : $b = 45 \text{ cm}$.

II.5.1 Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifi ée.} \\ \min (a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Rightarrow 0,25 < 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : $a = 45 \text{ cm}$ $b = 45 \text{ cm}$

Type I : RDC jusqu'au 5ème étage .

La section du poteau est : (45x45) cm².

II.6 Les poutrelles :

D'après les règles (**BAEL91**), la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de « b_1 ».

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \geq (L_n - b_0) / 2. \\ b_1 \geq L / 10. \quad (A\ 4.1.3\ du\ BAEL\ 91) \\ b_1 \geq 8\ h_0. \\ b_1 \leq \min \{L_0/2; L/10; 8h_0\} \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : la distance entre axes de nervures ; $L_n = 65\ cm$.

L : La portée entre nus d'appuis.

h_0 : La hauteur de la nervure.

b_0 : Épaisseur de la nervure.

On prend :

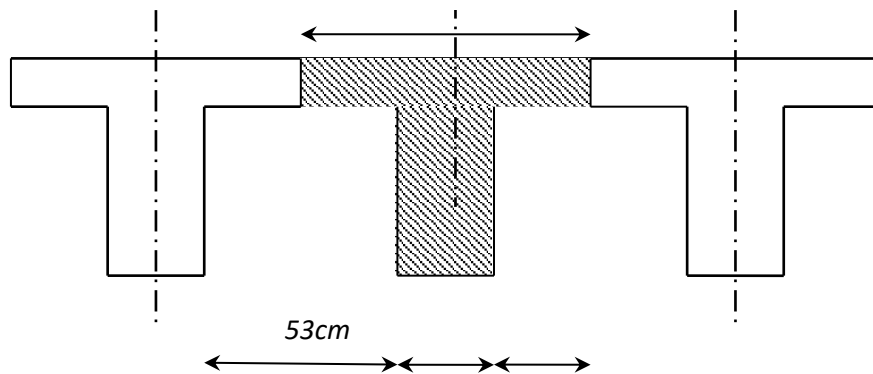
$b_0 = 12\ cm$.

b_1 : doit vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare\ b_1 \geq (65 - 12) / 2 \geq 26,5\ cm. \\ \blacksquare\ b_1 \geq 500 / 10 \geq 50\ cm. \\ \blacksquare\ b_1 = 8 * 5 = 40\ cm. \end{array} \right.$$

$b_1 = \min (26,5 ; 50 ; 40) \rightarrow$ on prend $b_1 = 26.5\ cm$.

$b = 2\ b_1 + b_0 \rightarrow b = 65\ cm$



II.7 Pré dimensionnement Des Voiles

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de *RPA99 version 2003*

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le *RPA99 version 2003 article 7.7.1* les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :

$L \geq 4e$; Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

$$e \geq (h_e/22; 15 \text{ cm}).$$

$$h_e = 3,40 - 0,45 = 2,95 \text{ m}$$

$$h_e/22 = 2,95/22 = 13,40 \text{ cm}$$

$$e \geq (13,40 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

$$L \geq 4.e = 80 \text{ cm}$$

Soit l'épaisseur des voiles : **e = 20 cm**

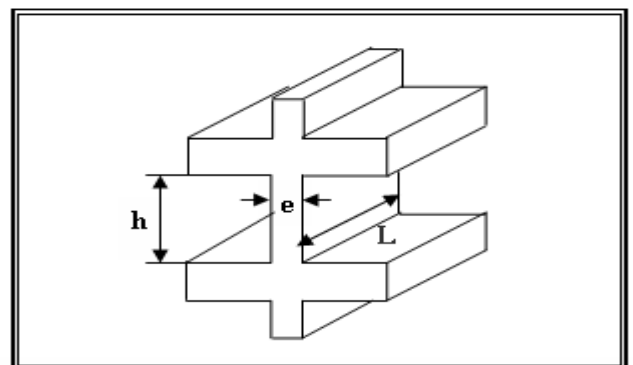


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.

Chapitre III

Etude des Planchers

III.1 Introduction :

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

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé, ces dernières sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.2 Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+5) cm soit 16cm du corps creux et 4cm d'une dalle de compression en béton armé. Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : $ht = 21 \text{ cm}$

Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Épaisseur de la dalle de compression: $h_0 = 5 \text{ cm}$

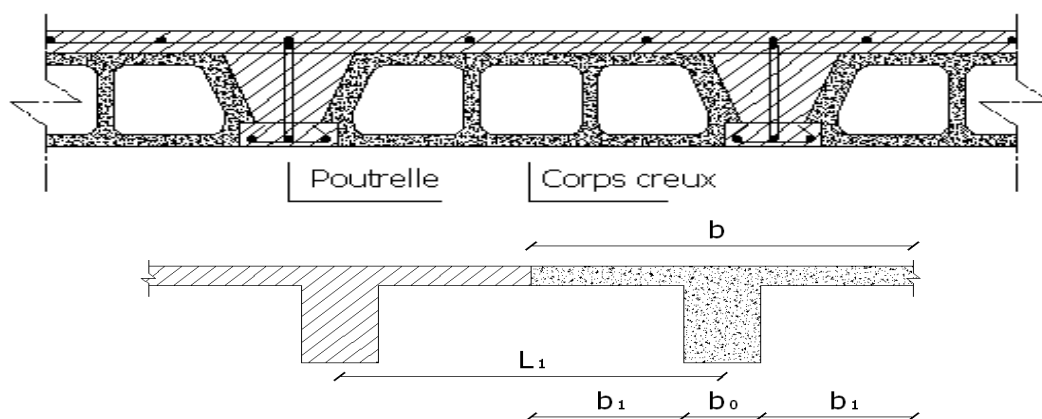


Figure III.1 Plancher à corps creux

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

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

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1-b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65-12)/2=26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 444/10=44.4\text{cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1=26,5 \text{ cm}$.

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

Donc on prend dans le calcul $b = 65\text{cm}$

III.2.1 Méthode de calcul des poutrelles :

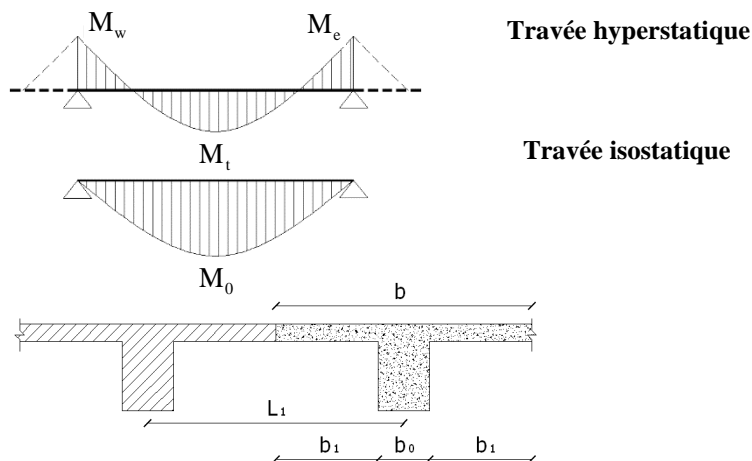
III.2.1.1 Planchers étages courant :

Méthode forfaitaire : Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire : Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

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

Principe de calcul : Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



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

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée de rive

avec: M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée

M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes
Et d'exploitations.

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

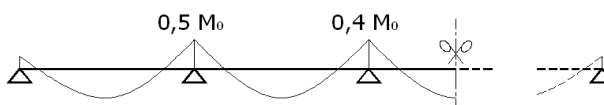
Poutre contenue a deux travées :



Poutre contenue a trois travées :



Poutre contenue a plus de trois travées:

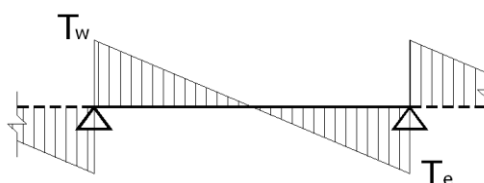


Efforts tranchants : L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

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

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$

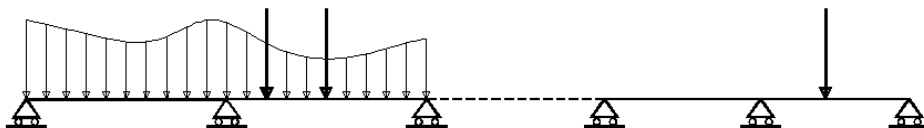


III.2.1.2 Plancher terrasse :

Méthode des trois moments: Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable dans ce genre des planchers, la méthode forfaitaire n'été plus applicable, donc le calcul RDM de ces poutrelles doit effectuer par «la méthode des trois moments »

Motivation: La formule des trois moments est une écriture particulière de la méthode des forces adaptée aux poutres continues.

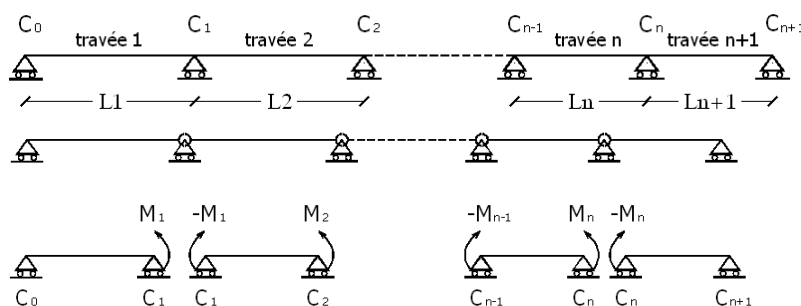
Hypothèses: Nous traiterons par la suite d'une poutre droite posée sur $(N+2)$ appuis simples chargée par des forces concentrées ou réparties dont la direction est perpendiculaire à l'axe de la poutre.



Le problème posé possède une mobilité correspondant à la translation suivant l'axe de la poutre. Si cette mobilité est gênante, il suffit de remplacer une liaison Ponctuelle par une rotule. Le problème se situe dans le plan (x, y) et est à flexion dominante. L'inertie de section et le module d'élasticité sont constants sur la poutre.

Notations des appuis: Les appuis sont notés C_0, C_1, \dots, C_{n+1} .

La portion de poutre $= [C_{i-1}, C_i]$ est la travée i de longueur L_i



Résolution: Le problème est hyperstatique d'ordre N , on utilise la méthode des forces avec Une décomposition particulière.

Décomposition du problème: Plutôt que de considérer que le problème isostatique associé est une poutre sur deux appuis-dans ce cas les inconnues. Hyperstatiques seraient N réactions d'appuis-on introduit une rotule entre chaque Travée au droit des appuis C_1 à C_n . Le problème isostatique associé correspond à $N + 1$ poutres sur deux appuis correspondant à chaque travée. Les inconnues hyperstatiques sont les moments M_i exercés par la travée $i+1$ Sur la travée i . Le moment exercé par la travée i sur la travée $i+1$ étant $-M_i$. Les moments M_i sont également les moments fléchissant du problème hyper statique au droit des appuis.

III.3 Calcul des poutrelles:

III.3.1 Etude des poutrelles planchers étages courants :

Type des poutrelles : On a quatre (04) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs :

* Du R.D.C jusqu'au 3^{ème} étage on a (03) type de poutrelles.

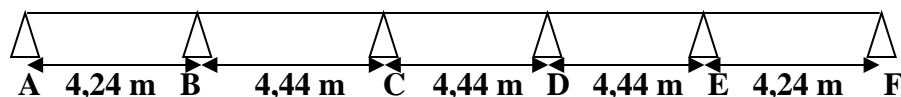
* Du 4^{ème} étage jusqu'à la terrasse on a (01) type de poutrelles.

Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :

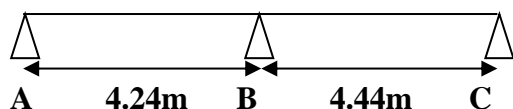
Famille (1) : Du R.D.C jusqu'au 3^{ème} étage :

$G = 5,59 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 4 \text{ kN/m}^2$

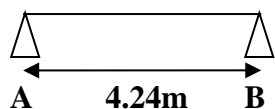
1^{er} Type :



2^{er} Type :



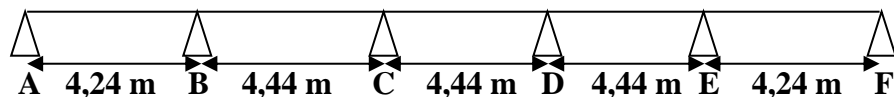
3^{er} Type :



Famille (2) : Du 4^{ème} étage jusqu'à la terrasse :

$G = 5,59 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

4^{er} Type :



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Type (01) :

1- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{kN/m}^2)$

Planchers étages courant : $G = 5,59 \text{ kN/m}^2$; $Q = 4 \text{ kN/m}^2$

$Q = 4 \text{ kN/m}^2 < 2G = 11,18 \text{ kN/m}^2$condition vérifiée

2- le rapport entre les travées successives

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Portée	4.24	4.44	4.44	4.44	4,24
Rapport		0,95	1.00	1.00	1,05

$0,8 \leq Li/Li+1 \leq 1,25$ condition vérifiée

- 3- Poutrelle à d'inertie constante ($I=cte$).....condition vérifiée
- 4- Fissuration peu préjudiciable (cas de plancher étage).

Puisque tous les conditions sont satisfaites donc la méthode forfaitaire est applicable.

Sollicitation :

D'où : $G = 5,59 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 4 \text{ kN/m}^2$

à l'E.L.U : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 8,80 \text{ kN/ml}$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 4 / (5,59 + 4) = 0,41$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,12 > 1,05, \text{ donc on doit tenir compte de } 1,12$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,661 \text{ (travée de rive)}$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,56 \text{ (travée intermédiaire)}$$

à l'E.L.S : $q_u = (G + Q) \times 0,65$ $q_s = 4,25 \text{ kN/ml}$

Famille (1) : Du R.D.C jusqu'au 3ème étage :

Type (01)



Moments fléchissant (isostatiques) : $M_{0AB} = 19,78 \text{ kN.m}$

$$M_{0BC} = 21,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = 21,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = 21,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{0EF} = 19,78 \text{ kN.m}$$

Moments en appuis: En appui (A) : $M_A = 0,2 M_{0AB} = 3,957 \text{ kN.m}$

$$\text{En appui (B) : } M_B = \max (M_{0AB} ; M_{0BC}) \cdot 0,5 = 10,848 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (C) : } M_C = \max (M_{0BC} ; M_{0CD}) \cdot 0,4 = 8,679 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (D) : } M_D = \max (M_{0CD} ; M_{0DE}) \cdot 0,4 = 8,679 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (E) : } M_E = \max (M_{0DE} ; M_{0EF}) \cdot 0,5 = 10,848 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (F) : } M_F = 0,2 M_{0EF} = 3,957 \text{ kN.m}$$

Moments En travées :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (A-B)} \quad M_T \geq 1,069 \cdot M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 14,859 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,635 \cdot M_0 = 13,110 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 14,86 \text{ kN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée (B-C)} \quad M_T \geq 1,069 \cdot M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 14,648 \text{ kN.m} \\ M_T \geq 0,535 \cdot M_0 = 12,206 \text{ kN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 14,65 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Travée (C-D)} \quad & \left. \begin{aligned} M_T &\geq 1,069.M_0 - \frac{MC+MD}{2} = 15,733\text{kN.m} \\ M_T &\geq 0,535.M_0 = 12,206\text{kN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_T^{(CD)} = 15,73\text{kN.m} \\
 \text{Travée (D-E)} \quad & \left. \begin{aligned} M_T &\geq 1,069.M_0 - \frac{MD+ME}{2} = 14,648\text{kN.m} \\ M_T &\geq 0,635.M_0 = 12,206\text{kN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_T^{(DE)} = 14,65\text{kN.m} \\
 \text{Travée (E-F)} \quad & \left. \begin{aligned} M_T &\geq 1,069.M_0 - \frac{ME+MF}{2} = 14,859\text{kN.m} \\ M_T &\geq 0,635.M_0 = 13,110\text{kN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_T^{(DE)} = 14,86\text{kN.m}
 \end{aligned}$$

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

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e &= \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{aligned} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{aligned} T_w &: \text{effort tranchant a droit} \\ T_e &: \text{effort tranchant a gauche} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{3.957 - 10.848}{4.24} + \frac{8.80 * 4,24}{2} = 17,04\text{kN} \\ T_e &= \frac{3.957 - 10.848}{4.24} - \frac{8.80 * 4,24}{2} = -20,29\text{kN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (B-C)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{10.848 - 8.679}{4.44} + \frac{8.80 * 4,44}{2} = 20,03\text{kN} \\ T_e &= \frac{10.848 - 8.679}{4.44} - \frac{8.80 * 4,44}{2} = -19,05\text{kN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (C-D)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{8.679 - 8.679}{4.44} + \frac{8.80 * 4,44}{2} = 19,55\text{kN} \\ T_e &= \frac{8.679 - 8.679}{4.44} - \frac{8.80 * 4,44}{2} = -19,55\text{kN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (D-E)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{8.679 - 10.848}{4.44} + \frac{8.80 * 4,44}{2} = 19,06\text{kN} \\ T_e &= \frac{8.679 - 10.848}{4.44} - \frac{8.80 * 4,44}{2} = -20,04\text{Kn} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée (E-F)} \quad \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{10.848 - 3.957}{4.24} + \frac{8.80 * 4,24}{2} = 20,29\text{kN} \\ T_e &= \frac{10.848 - 3.957}{4.24} - \frac{8.80 * 4,24}{2} = -17,04\text{kN} \end{aligned} \right.$$

Diagramme de (M):

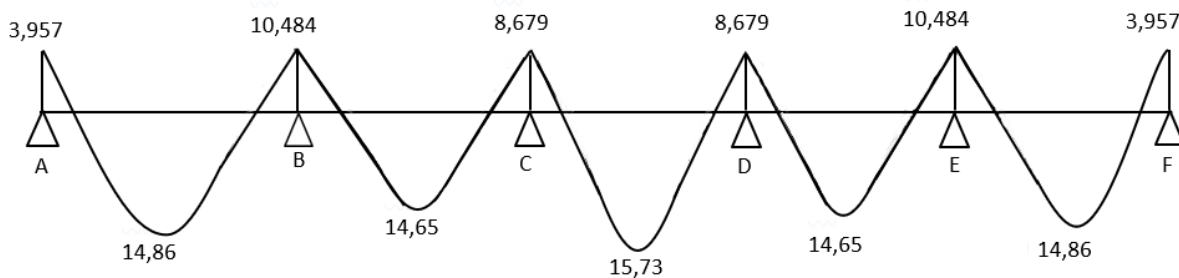


Diagramme de (T) :

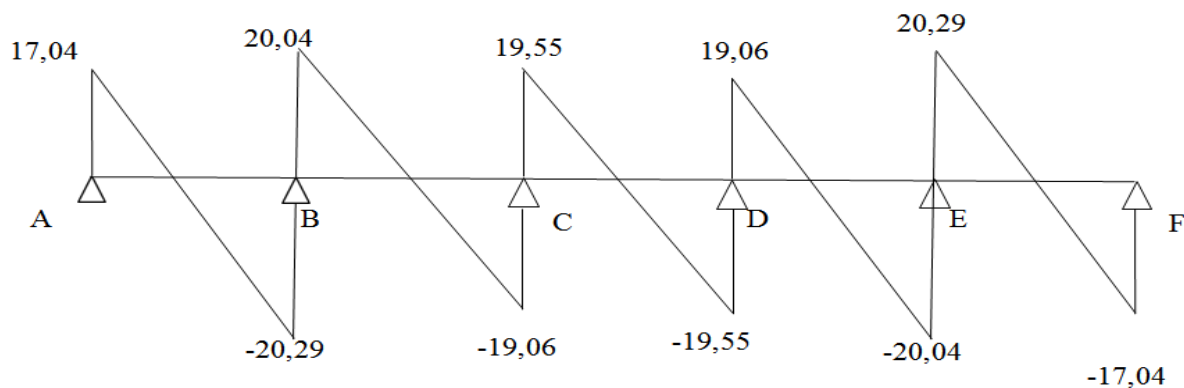


Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus aux planchers étages

Types de plancher	Travée	L(m)	E. L. U					E. L. S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te	Mt	Mw	Me
Type (01)	AB	4.24	14.86	3.96	10.85	17,04	20.29	10.52	2.80	7.68
	BC	4.44	14.65	10.85	8.68	20.03	19.05	10.37	7.68	6.14
	CD	4.44	15.73	8.68	8.68	19.55	19.55	11.14	6.14	6.14
	DE	4.44	14.65	8.68	10.85	19.06	20.04	10.37	6.14	7.68
	EF	4.24	14.86	10.85	3.96	20.29	17.04	10.52	7.68	2.80
Type (02)	AB	4.24	13.77	3.96	13.02	16.53	20.80	9.75	2.80	9.21
	BC	4.44	15.73	13.02	4.34	21.50	17.60	10.18	9.21	3.07
Type (0)	AB	4.44	17.36	4.34	4.34	19.55	19.55	12.29	3.07	3.07
M max			17,36	13,02		20,8		12,29	9,21	
Type (4)	AB	4,24	9,86	2,86	7,84	12,32	14,67	7,14	2,07	5,68
	BC	4,44	9,63	7,84	6,28	14,49	13,78	6,97	5,68	4,54
	CD	4,44	10,41	6,28	6,28	14,14	14,14	7,53	4,54	4,54
	DE	4,44	9,63	6,28	7,84	13,78	14,49	6,97	4,54	5,68
	EF	4,24	9,86	7,84	2,86	14,67	12,32	7,14	5,68	2,07
M max			10,41	7,84		14,67		7,53	5,68	

III.3.2 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) : Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U et en suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S

III.3.2.1 Poutrelles planchers étages commercial :

Sollicitations de calcul:

à ELU	$M_{travée} = 15,73 \text{ kN.m}$	à E.L.S	$M_{travée} = 12,29 \text{ kN.m}$
	$M_{appui-rive} = 13,02 \text{ kN.m}$		$M_{appui-rive} = 9,21 \text{ kN.m}$
	$M_{appui-inter} = 13,02 \text{ kN.m}$		$M_{appui-inter} = 9,21 \text{ kN.m}$
	$T_{max} = 20,80 \text{ kN}$		

III.3.2.1.1 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée : Moment équilibré par la table " Mt "

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

Avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 21 = 18,9 \text{ cm}$

$$F_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$F_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$M_t = 65 \times 5 \times 14,17 (18,9 - 5/2) \times 10^{-3} = 32,01 \text{ kN.m}$$

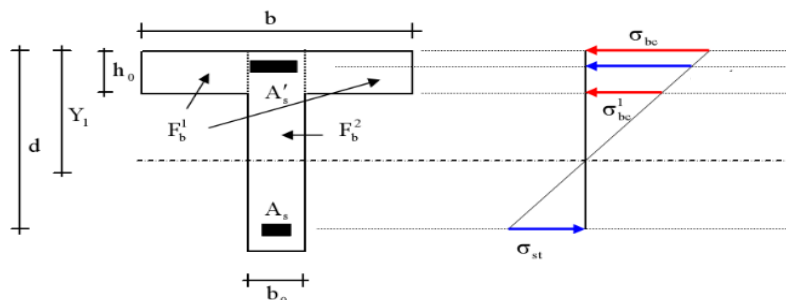
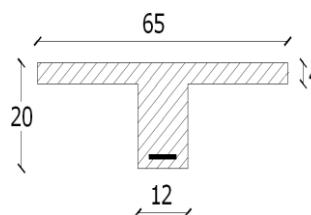
$$M_{t-max} = 15,73 \text{ kN.m} < 32,01 \text{ kN.m}$$

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 (bxh) = (65 x21) cm².

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 15,73 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18,9)^2 \cdot 14,17 = 0,048 < 0,392$$

$$\beta = 0,975$$

$$A_s = 15,73 \cdot 10^3 / 0,975 \cdot 18 \cdot 348 = 2,45 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V'^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \times (21)^2 + (65 - 12) \times (5)^2}{2[12 \times 21 + (65 - 12) \times 5]} = 6,40 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 21 - 6,40 \Rightarrow V' = 14,6 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot \frac{21^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4}{3} - [12 \times 21 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,40)^2 = 15475 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{15959,85}{0,81 \times 21 \times 14,60} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 2,45 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Choix : on adopte: 3T12 (soit 3,39 cm²)

En appui: Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀xh) = (12x21) cm²

$$M_{\text{appui-inter}} = 13,02 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 13,02 \cdot 10^3 / 12 \cdot (18,9)^2 \cdot 14,17 = 0,214 < 0,392$$

$$\beta = 0,878$$

$$A_s = 13,02 \cdot 10^3 / 0,878 \cdot 18,9 \cdot 348 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{9261}{0,81 \times 21 \times 6,40} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 2,25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: 2T12 (soit 2,26 cm²), 1T12 fil + 1T12 chapeau.

III.3.2.1.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travées : $M_{\text{ser}} = 12,29 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre : Soit "y" la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 50,85y - 961,065 = 0 \Rightarrow y = 4,71 \text{ cm}$$

$$y = 4,71\text{cm} < 4\text{cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = 65*(4,71)^3/3 + 15*3,39 (18,9-4,71)^2 = 12502,84 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.y / I_G = 12,29*10^3*4,71 / 12502,84 = 4,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En appui : $M_{ser} = 9.21 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre :

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

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 + 33,9y - 640,71 = 0 \Rightarrow y = 3,94\text{cm}$$

$y = 3,94\text{cm} < 4\text{cm}$; Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = 65*(3,94)^3/3 + 15*2,26*(18,9-3,94)^2 = 8912,04 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}.y / I_G = 9,21*10^3*3,94/ 8912,04 = 4,08 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 20,80 \text{ kN}$

$$\tau_u = T_u / b_0.d = 20,80*10^{-3}/0,12*0,189 = 0,917 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,917\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales At (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\phi_t \leq \min(h / 35 ; b_0 / 10 ; \phi_L) \text{ en " mm"}$$

$$\phi_t \leq \min(200 / 35 ; 120 / 10 ; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm.}$$

on adopte : $\phi_t = 6\text{mm.}$

Escapement: $St \leq \min (0,9d; 40\text{cm})$

$$St \leq \min (17 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 15\text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min (10 \Phi_1 ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } (St \leq 15 \Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,2)) \Rightarrow (St \leq 18\text{cm}) \Rightarrow (St = 15\text{cm})$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où : } \tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

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

$$X = 2,22 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,21/2 = 0,105\text{m}$$

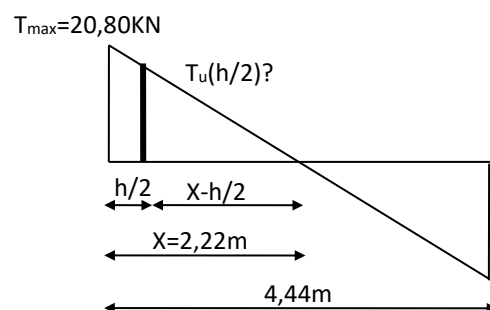
$$X - (h/2) = 2,22 - 0,105 = 2,115\text{m}$$

$$\text{Donc: } T_u (h/2) = 20,80 \times 2,115 / 2,22 = 19,81\text{kN}$$

$$T_u (h/2) = 19,81 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u (h/2) = (19,81 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,189) = 0,873\text{MPa}$$

$$\tau_u (h/2) = 0,873 \text{ MPa}$$



$$(A_s / S_t)_{cal} = 0.163 \text{ cm}$$

à partir de l'équation de vérification $\Rightarrow (A_s / S_t)_{cal} = \frac{(0,873 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 400} = 0.0093 \text{ cm}$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$A_t * f_e / b * S_t \geq \max \left(\frac{0,873}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$

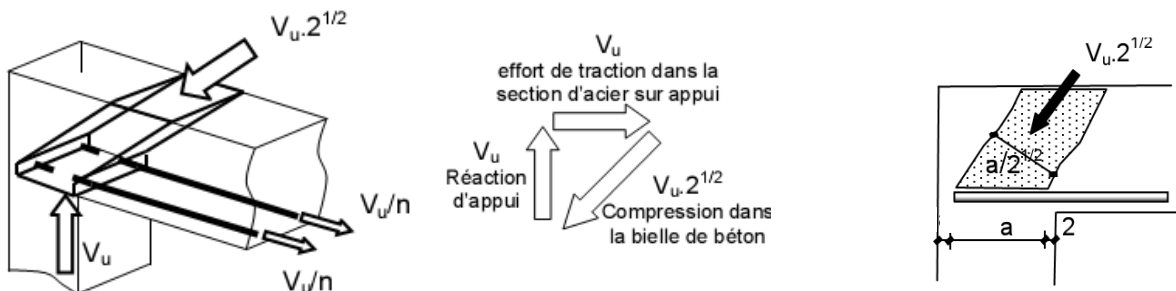
$$(A_s / S_t)_{min} \geq 0,4 * b_0 / f_c = 0,4 * 12 / 400 = 0,012$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,15 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,15 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$

On prend: $3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 20,80 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 9,21 \text{ kN.m}$$

$$F_u = M_{appuis} / Z = 9,21 / 0,9 * 18,9 * 10^{-2} = 54,14 \text{ kN} \geq T_u = 20,80 \text{ kN}$$

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

Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la biellette est:

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

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

avec : "a" la longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 20,80 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,026m = 2,6cm$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 18,9 = 17,01 \text{ cm} \geq 2,6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_c = \frac{1,15}{400} \times 20,80 \times 10 = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}. La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_c / 4τ_s.

$$\text{Ø : Diamètre d'une barre égale } 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

$$L_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,84 = 42,25 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{444} = 0,0473 \geq 0,0444 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}} \Rightarrow \frac{21}{444} = 0,0473 > \frac{9,21}{15 \times 13,73} = 0,0447 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{12 \times 18,9} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.2.2 Poutrelles planchers étages habitation :

Sollicitations de calcul:

à ELU M_{travée} = 10,41 kN.m à E.L.S M_{travée} = 7,53 kN.m

M_{appui-rive} = 7,84 kN.m M_{appui-rive} = 5,68 kN.m

M_{appui-inter} = 7,84 kN.m M_{appui-inter} = 5,68 kN.m

T_{max} = 14,67 kN

III.3.2.2.1 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée : Moment équilibré par la table " Mt "

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

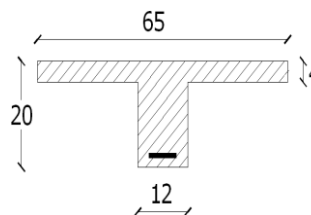
Avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 21 = 18,9 \text{ cm}$

$$F_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$F_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$



$$M_t = 65 \times 5 \times 14,17 (18,9 - 5/2) \times 10^{-3} = 32,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\text{-max}} = 10,41 \text{ kN.m} < 32,01 \text{ kN.m}$$

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 $(b \times h) = (65 \times 21) \text{ cm}^2$.

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 10,41 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18,9^2) \cdot 14,17 = 0,024 < 0,392$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_s = 10,41 \cdot 10^3 / 0,987 \cdot 18 \cdot 348 = 1,40 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot V'^2$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \Rightarrow V = \frac{12 \times (21)^2 + (65 - 12) \times (5)^2}{2[12 \times 21 + (65 - 12) \times 5]} = 6,40 \text{ cm}$$

$$V' = ht - V = 21 - 6,40 \Rightarrow V' = 14,6 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot \frac{21^3}{3} + (65 - 12) \cdot \frac{4^3}{3} - [12 \times 21 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,40)^2 = 15475 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{15959,85}{0,81 \times 21 \times 14,60} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{scal} = 1,40 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,33 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

Choix : on adopte: 3T10 (soit 2,36 cm²)

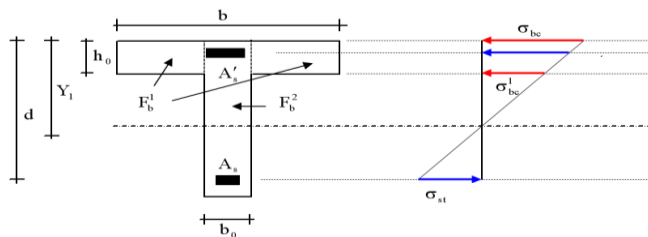
En appui: Puisque le béton tendu négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 21) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 7,84 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 7,84 \cdot 10^3 / 12 \cdot (18,9^2) \cdot 14,17 = 0,018 < 0,392$$

$$\beta = 0,878$$

$$A_s = 7,84 \cdot 10^3 / 0,878 \cdot 18,9 \cdot 348 = 1,20 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \cdot \frac{f_{t28}}{fe} = \frac{9261}{0,81 \times 21 \times 6,40} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,75 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Choix : on adopte: 2T10(soit 1,57 cm²), 1T10 fil + 1T10 chapeau.

III.3.2.2.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travées : $M_{\text{ser}} = 7,53 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre : Soit "y" la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,5y - 669,06 = 0 \Rightarrow y = 4,02 \text{ cm}$$

$$y = 4,02 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A'(y - c')^2 + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = 65 \cdot (4,02)^3 / 3 + 15 \cdot 2,36 (18,9 - 4,02)^2 = 9256,63 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \cdot y / I_G = 7,53 \cdot 10^3 \cdot 4,02 / 12502,84 = 3,27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

En appui : $M_{\text{ser}} = 5,68 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre :

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 23,55y - 445,095 = 0 \Rightarrow y = 3,35 \text{ cm}$$

$$y = 3,35 \text{ cm} < 4 \text{ cm} ; \text{Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

Le moment d'inertie:

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \eta A'(y - c')^2 + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = b \cdot y^3 / 3 + \sum A(d-y)^2$$

$$I_G = 65 \cdot (3,35)^3 / 3 + 15 \cdot 1,57 \cdot (18,9 - 3,35)^2 = 6509,01 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot y / I_G = 5,68 \cdot 10^3 \cdot 3,35 / 6509,01 = 2,93 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 14,67 \text{ kN}$

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = 14,67 \cdot 10^{-3} / 0,12 \cdot 0,189 = 0,647 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,647 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales A_t (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\phi_t \leq \min(h / 35 ; b_0 / 10 ; \phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min(200 / 35 ; 120 / 10 ; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm.}$$

$$\text{on adopte : } \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

Escapement: $St \leq \min (0,9d; 40\text{cm})$

$$St \leq \min (17 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 15\text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min (10 \Phi_1 ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } (St \leq 15 \Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,2)) \Rightarrow (St \leq 18\text{cm}) \Rightarrow (St = 15\text{cm})$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h / 2) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = \min (2,1 ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où} : \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = 2,22 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,21/2 = 0,105 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,22 - 0,105 = 2,115 \text{ m}$$

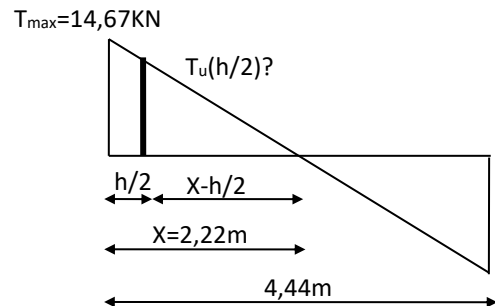
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 14,67 \times 2,115 / 2,22 = 13,97 \text{ kN}$$

$$T_u(h/2) = 13,97 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (13,97 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,189) = 0,647 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,647 \text{ MPa}$$

$$(A_s / S_t)_{\text{cal}} = 0,163 \text{ cm}$$



$$\text{à partir de l'équation de vérification} \Rightarrow (A_s / S_t)_{\text{cal}} = \frac{(0,647 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,0065 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$A_t \times f_e / b \cdot S_t \geq \max \left(\frac{0,647}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

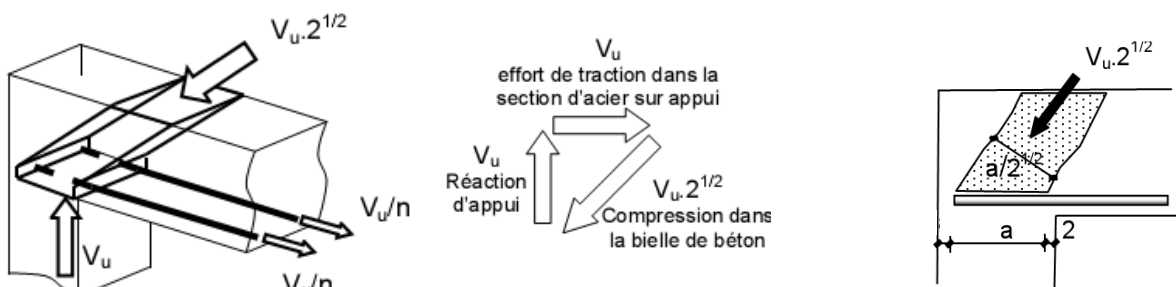
$$(A_s / S_t)_{\min} \geq 0,4 \cdot b_0 / f_e = 0,4 \cdot 12 / 400 = 0,012$$

$$\text{On prend le max entre (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,15 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,15 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 14,67 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 5,68 \text{ kN.m}$$

$$F_u = M_{\text{appuis}} / Z = 5,68 / 0,9 * 18,9 * 10^{-2} = 33,39 \text{ kN} \geq T_u = 14,67 \text{ kN}$$

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

Compression de la bête d'about : La contrainte de compression dans la bielle est:

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

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

avec : "a" la longueur d'appuis de la bielle

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 14,67 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ m} = 1,6 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 * 18,9 = 17,01 \text{ cm} \geq 1,6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_c = \frac{1,15}{400} \times 14,67 * 10 = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{ser}. La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 * 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit L_s = Ø f_c / 4τ_s.

$$\text{Ø : Diamètre d'une barre égale } 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$$

$$L_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,84 = 42,25 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{444} = 0,0473 \geq 0,0444 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15M_{0ser}} \Rightarrow \frac{21}{444} = 0,0473 > \frac{5,68}{15 \times 7,84} = 0,0472 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot 0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{12 \times 18,9} = 0.009 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3.2. Etude des poutrelles du plancher terrasse :

On a quatre (05) types de poutrelles, avec $G = 6.13 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Sollicitation à l'E.L.U : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = ((1,35 \times 6.13) + (1,50 \times 1.50)) \times 0,65$
 $\Rightarrow q_u = 6.84 \text{ kN/ml}$

Sollicitation à l'E.L.S : $q = (G + Q) \times 0,65 = (6.13 + 1,50) \times 0,65 \Rightarrow q_s = 4,96 \text{ kN/ml}$

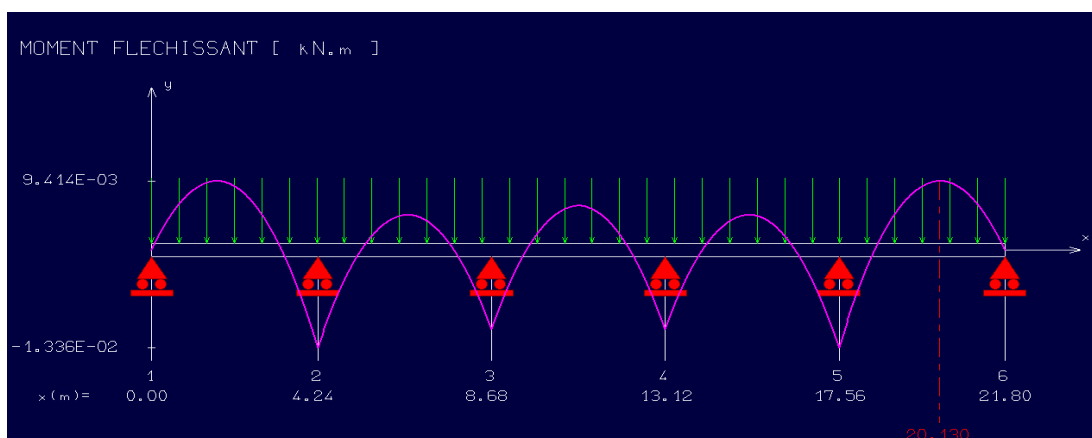
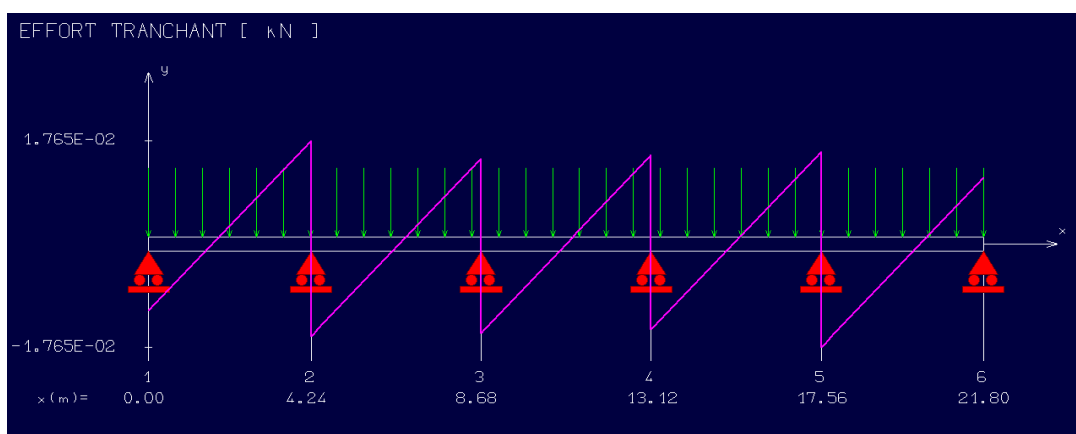
III.3.2.3. Poutrelles plancher terrasse :

on a calculer avec le logiciel **RDM6**

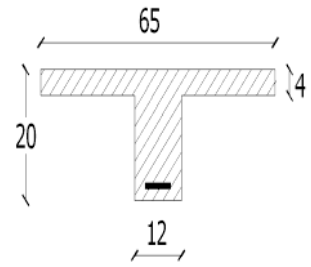
Les sollicitations maximales sont:

E.L.U :	$M_{travée} = 9,41 \text{ kN.m}$	E.L.S :	$M_{travée} = 6.72 \text{ kN.m}$
	$M_{appui} = 13,37 \text{ kN.m}$		$M_{appui} = 7,28 \text{ kN.m}$
	$T_{max} = 17.65 \text{ kN}$		

Diagrammes M et T , ELU: « RDM6 »



III.3.2.3.1 Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U):



En travée : Moment équilibré par la table " Mt "

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 65 \times 5 \times 14,17 \cdot (18,9 - 5/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 9,41 \text{ kN.m} < 58,95 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (bxht) = (65 x 21) cm²

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 9,41 \cdot 10^3 / 65 \cdot (18,9^2) \cdot 14,17 = 0,0286 < 0,392$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_s = 9,41 \cdot 10^3 / 0,985 \cdot 18 \cdot 348 = 1,45 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc: A_{scal} = 1,45 cm² > A_{min} = 0,33 cm².....condition vérifiée.

Soit la section à prendre en compte A_s = 1,45 cm²

Donc on adopte: 3T10 (soit 2,36 cm²).

En appui : La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀h) = (12x21)cm² car le béton tendu négligé dans le calcul.

$$M_a = 13,37 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_t / b \cdot d^2 \cdot F_{bc} = 13,37 \cdot 10^3 / 12 \cdot (18,9^2) \cdot 14,17 = 0,220 < 0,392$$

$$\beta = 0,874$$

$$A_s = 13,37 \cdot 10^3 / 0,898 \cdot 18 \cdot 348 = 2,32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Donc: A_{scal} = 2,32 cm² > A_{min} = 0,27 cm².....condition vérifiée

Donc on adopte: 3T10 (soit 2,36 cm²) 2T10 fil + 1T10 chapeau

III.3.2.3.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

En travée : M_{ser} = 6,72 kN.m

Position de l'axe neutre : Soit "y" la distance entre le centre de gravité de la section homogène "S" et la fibre la plus comprimée.

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

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

$$32,5.y^2 + 35,4y - 669,06 = 0 \Rightarrow y = 4,02 \text{ cm}$$

$$y = 4,02\text{cm} < 4\text{cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A'(y-c') + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = b.y^3/3 + \eta A(d-y)^2$$

$$I_G = 65.(4,02)^3/3 + 15.1,57(18-4,02)^2 = 9245,63 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser.}y / I_G = 6.72.10^3 .3.66 / 9245.63 = 2,92\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,92\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 17.65\text{kN}$

$$\tau_u = T_u / b_0.d = 17.65.10^{-3} / 0,12.0,18 = 0.59\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\tau_u = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.59\text{MPa} < \tau_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales A_t (armatures de l'âme):

Diamètre:

$$\phi_t \leq \min(h / 35 ; b_0 / 10 ; \phi_L) \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min(200 / 35 ; 120 / 10 ; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm.}$$

$$\text{on adopte : } \phi_t = 6\text{mm.}$$

Espacement : $St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm})$

$$St \leq \min (17 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 7\text{cm}$$

D'après le RPA 99 (version 2003) :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min (10 \phi_t ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante: } (St \leq 15 \phi_t) \Rightarrow St \leq (15 \times 1,0) \Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow (St = 15 \text{ cm})$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot s_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K = 1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = \min(2,1; 3,3 \text{Mpa}) = 2,1 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 400 \text{MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où} : \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = 2,22 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,21/2 = 0,105 \text{m}$$

$$X - (h/2) = 2,22 - 0,105 = 2,115 \text{m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 17,65 \times 2,115 / 2,22 = 16,81 \text{kN}$$

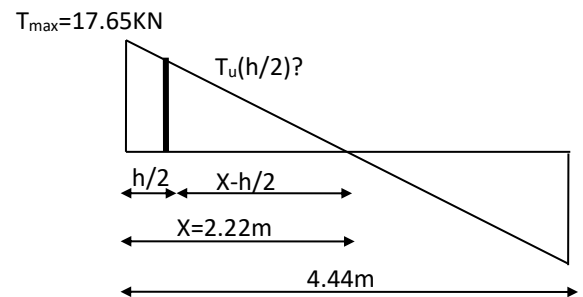
$$T_u(h/2) = 16,81 \text{kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2) = (16,81 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,189) = 0,741 \text{MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,741 \text{MPa}$$

$$(A_s / S_t)_{\text{cal}} = 0,111 \text{cm}$$

$$(A_s / S_t)_{\text{cal}} = \frac{(0,741 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,0042 \text{cm}$$



Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$A_t \cdot f_e / b \cdot S_t \geq \max \left(\frac{0,741}{2} ; 0,4 \text{MPa} \right) = 0,4 \text{MPa}$$

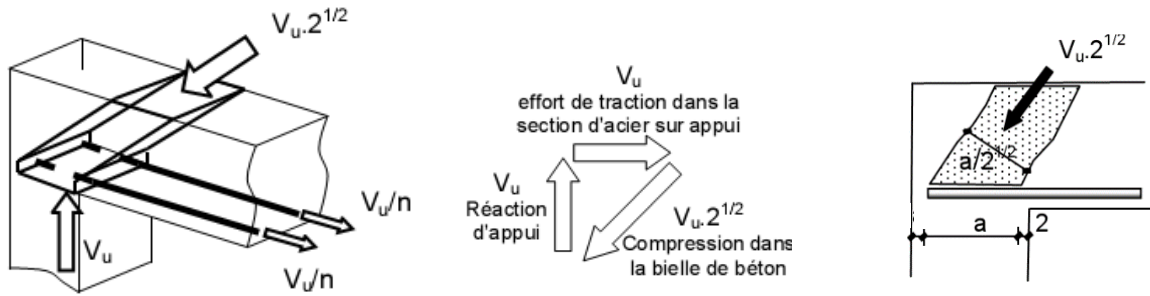
$$(A_s / S_t)_{\min} \geq 0,4 \cdot b_0 / f_e = 0,4 \cdot 12 / 400 = 0,012$$

$$\text{On prend la valeur maximale} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,020 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,157 \times 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

On prend: $4\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

Justifications aux appuis (appui simple d'about) :



Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_u = 17.65\text{kN}$ et $M_{\text{appui}} = 7,28\text{kN.m}$

$F_u = M_{\text{appui}} / Z = 7,28 / 0,9 * 18,9 * 10^{-2} = 42.80\text{kN} \geq T_u = 17.65\text{kN}$

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

Compression de la bille d'about : La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

avec "a" la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 17,65 \times 1,5}{0,8 \times 17,65 \times 10} = 0,375\text{m} = 3.7 \text{ cm}$$

$a = 0.9d = 0,9 \cdot 18.9 = 17 \text{ cm} \geq 3.7 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

$A_s \geq \gamma_s \cdot V_u / f_c = \frac{1.15}{400} \times 17.65 \times 10 = 0,51 \text{ cm}^2$

$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 0,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues : La longueur de scellement droit "Ls" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τser. La contrainte d'adhérence τs est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84\text{MPa}$

La longueur de scellement droit $L_s = \text{Ø} f_e / 4\tau_s$.

Ø : Diamètre d'une barre égale 12 mm = 1,0cm

$L_s = 1,2 \times 400 / 4 \times 2,84 = 42,25\text{cm}$.

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

Donc nous sommes obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \varnothing = 5,5 \times 1,0 = 5,5\text{cm.}$$

Vérification de la flèche : On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{444} = 0,0473 \geq 0,0444 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M0_{ser}} \Rightarrow \frac{21}{444} = 0,0473 > \frac{7,28}{15.13,37} = 0,0363\dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{12.18.9} = 0,008 \leq \frac{3,6}{400} 0,009 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

3.3.3. Ferrailage de la dalle de compression: La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec "l" l'écartement entre axe des nervures

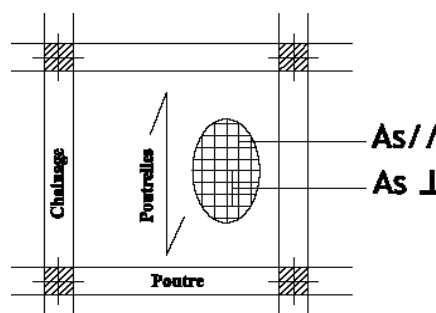


Figure III.3 Ferrailage

De la dalle de compression

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

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

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_e = 215\text{Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,70/2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en $\phi 6$ avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles

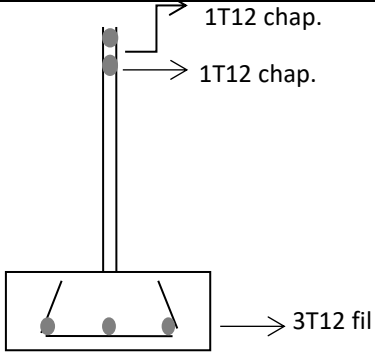
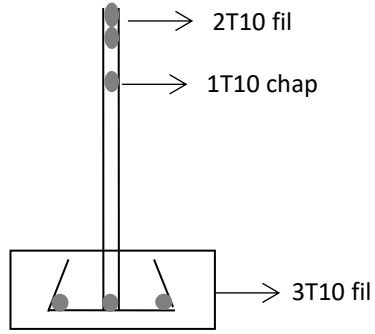
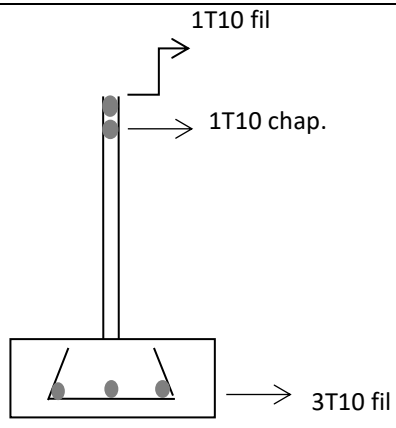
<p>Plancher étages commercial</p>	
<p>Plancher Terrasse</p>	
<p>Plancher étages habitation</p>	

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles

Chapitre IV
Pré
dimensionnement
Des éléments Non
structuraux

IV.1 Balcon:

IV.1.1 Introduction :

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

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et l'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes :

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{150}{20} = 7 \text{ cm}$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12 \text{ cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu, Donc on adopte $h_0 = 15 \text{ cm}$

IV.1.2 Descente des charges :

Revêtement en carrelage (2cm)	→	0,40 kN/m ²
Mortier de pose (2cm)	→	0,40 kN/m ²
Sable fin pour mortier (1cm)	→	0,17 kN/m ²
Dalle pleine (12cm)	→	3,00 kN/m ²
Enduit en ciment (2cm)	→	Q 0,36 kN/m ²
		G = 4,33 kN/m²
Surcharge de balcon (L=1,50)	→	= 3,50 kN/m ²

IV.1.3 Calcul du balcon :

Charge total: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,10 \text{ kN/m}^2$

Pour une bande de 1m on aura : $Q_u = 11,10 \times 1 \text{ m} = 11,10 \text{ kN/ml}$

$$Q_{\text{ser}} = 7.83 \text{ kN/ml}$$

Charge concentrée due au mur extérieur:

Poids propre du mur en brique creuse :

$$P = \gamma \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0,15 \times 1,10 \times 1 \text{ m} = 1,485 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 2,00 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ser}} = 1,485 \text{ kN}$$

Poids propre de l'enduit en ciment :

$$P_{\text{end ex}} = 18.0,02.1,1.1 \text{ m} = 0,396 \text{ kN}$$

$$P_{\text{end int}} = 18.0,015.1,1.1\text{m} = 0,297 \text{ kN}$$

$$P_{\text{end totale}} = 0,297 + 0,396 = 0,693 \text{ kN}$$

$$P_{\text{end U}} = 1,35.0,693 = 0,935 \text{ kN}$$

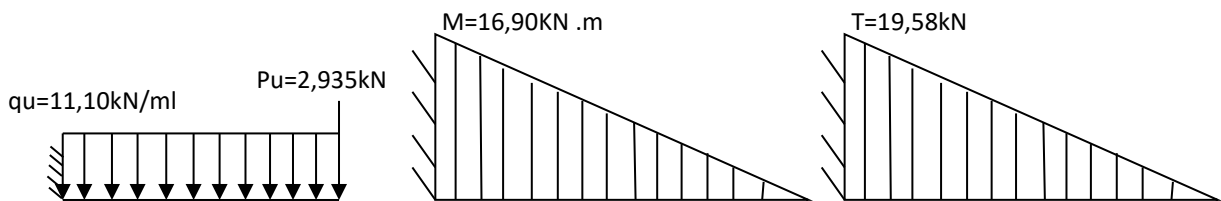
$$P_{\text{end ser}} = 0,693 \text{ kN}$$

$$P_U = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 2,00 + 0,935 = 2,935 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{ser mur}} + P_{\text{ser enduit}} = 0.6963 + 1,485 = 2,18 \text{ kN}$$

Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :

État limite ultime E.L.U :



Selon les diagrammes des moments de flexion et des efforts tranchants, nous avons retenus les efforts suivants : $M_{\text{max}} = q_u.l^2/2 + P_u.l = 16,90 \text{ KN.m}$

$$T_{\text{max}} = q_u.l + P_u = 19,58 \text{ kN}$$

Calcul du Ferrailage : La section concernée par le calcul (100x12) ; d'où : $d = 0,9 h$, on prend $d = 13.5\text{cm}$

à L'E.L.U: $M_U = 16,90 \text{ KN.m}$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 16,90 \times 10^3 / 100 \times (13.5)^2 \times 14,17 = 0,075 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,960$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 16,90 \times 10^3 / 348 \times 0,960 \times 13,5 = 4,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications :

Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = 4,34\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,35 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : 5T12/ml soit $A_s = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$

Espacement : $S_t = 100/5 = 25 \text{ cm}$

$$S_t = 25\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,34}{4} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

⊗ *Remarque :* Afin de faciliter l'exécution on adopte comme armature de répartition 5T8/ml soit $2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Contrainte de cisaillement: $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 18,92.10^3 / 100.13,5.10^2 = 0,140 \text{ MPa}$

Pour une fissuration préjudiciable, on a : $\tau_u = \min(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,140 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.1.4 La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$M_{ser}=12,07\text{KN.m} / T_{ser}=13.92\text{KN}$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre:** $A_s = 5,65\text{cm}^2$

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 66,9y - 722,52 = 0 \Rightarrow y = 3,51 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d - y_1)^2 = (100(3,51)^3/3) + 15.5,65(10,8 - 3,51)^2$$

$$I = 5945,41\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 10.10^3.3,51 / 5945,41 = 7,13\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

Pour une fissuration préjudiciable, on a: $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 11,33.10^3(10,8 - 3,19) / 4956,38 = 221.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 221.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section d'armature tendue pour diminuer la contrainte de traction dans l'acier tendu, pour cela on adopte 6T12 ($S = 6,79\text{cm}^2$)

Après calcul on aura : $y = 3,70 \text{ cm}$

$$I = 6580,68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 183,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartitions :

$$Ar = \frac{Ap}{4} = \frac{6,47}{4} = 1,62$$

On adopte 5T8/ml ($A_s=1,51\text{cm}^2$) en conséquence le schéma de ferrailage retenu est représentée sur la figure III.4.

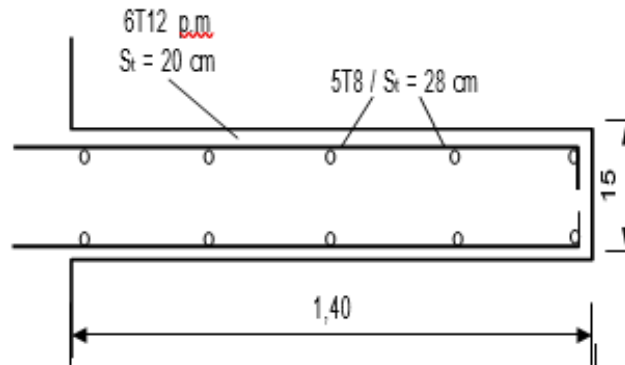


Figure IV.1 Coupe type d'une section transversale du ferrailage d'un balcon

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{12}{150} = 0,08 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b*d} \leq \frac{4,2}{fe} \rightarrow \frac{6,47}{100*12} = 0,005 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2 L'acrotère

IV.2.1 Introduction

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

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale due à la main courante non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Donc, le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N). Soit une section de :

- La hauteur $H=100$ cm
- L'épaisseur $e_p=12$ cm

IV.2.2 Dimensions de l'acrotère :

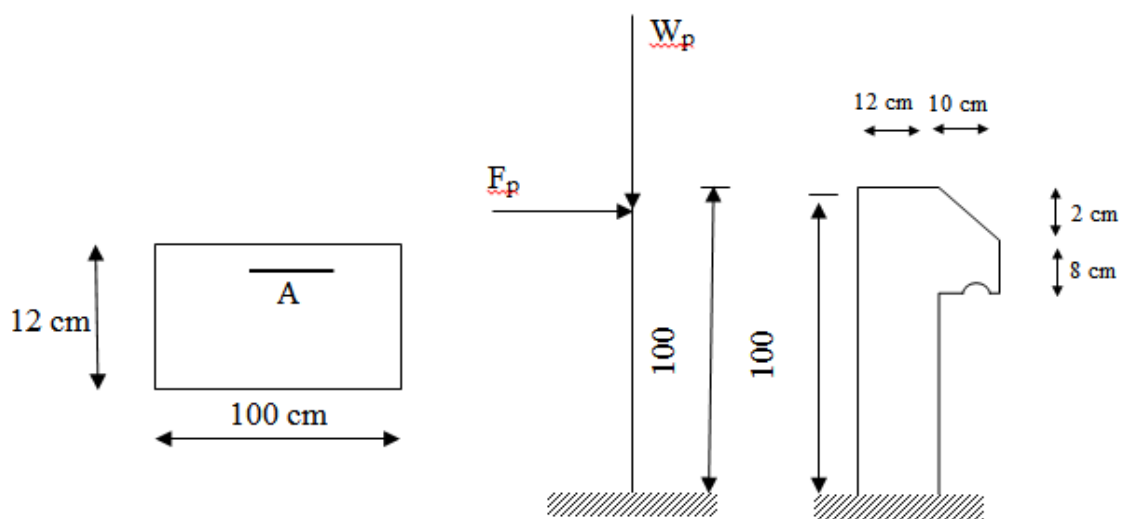


Figure VI-1 : « Schéma statique de l'acrotère »

IV.2.3 Calcul des sollicitations :

IV. 2.3.1 Calcul des efforts :

1. Charges permanentes

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,12 \times 1) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,129 m^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,129 = 3,225 kN/ml$$

Révêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=20kN/m^3$) :

$$\text{Périmètre} = 1 + 0,12 + 0,10 + 0,10 + 0,10 + 0,90 = 2,32 \text{ m}$$

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{\text{érimètre}} = 20 \times 0,02 \times 2,32 = 0,928 kN/ml$$

$$\underline{\underline{G=4,135 \text{ kN/ml}}}$$

2. Charge d'exploitation :

$$\underline{\underline{Q=1,00 \text{ kN/ml}}}$$

IV. 2.3.2 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 : [RPA 99-v2003 N°:6.2.3]

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,12**

C_p : Facteur de force horizontale **C_p = 0,8**

W_p : Poids propre de l'acrotère **W_p = 4,135 KN**

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,12 \times 4,135 = 1,60 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

$$\underline{\underline{Q = \max(1,60 : 1)}}$$

$$\underline{\underline{Q = 1,60 \text{ kN/m}}}$$

b) Effort normal :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 4,135 = 5,58 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 4.135 \text{ KN/ml}$$

↳ **c) Moment de flexion :**

$$M_u = 1,5 \times N_Q \times h$$

$$= 1,5 \times 1,60 \times 1 = 2,4 \text{ KN.m}$$

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

↳ **d) Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1,60 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 1,5 V = 2,4 \text{ KN/m}$$

$$V_{ser} = V = 2,4 \text{ KN/m}$$

↳ **E) Excentricité :**

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,4}{5.58} = 0,43 \text{ m}$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; L / 250] = \max [2 \text{ cm} ; 100 / 250] = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_G + e_a = 43 + 2 = 45 \text{ cm}$$

● **Prise en compte forfaitaire des effets du second ordre en flexion-compression à l'ELU :**

$$L_f = 2 \times L = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$$

On a :

$$\Rightarrow L_f/h = 200/12 = 16.66 ;$$

$$\Rightarrow \text{Max} [15 ; 20 e_1/h] = \text{Max} [15 ; 20 \times 45/12] = \text{Max} [15 ; 75] = 75 ;$$

$$\Rightarrow L_f/h = 16.66 < \text{Max} [15 ; 20 e_1/h] = 75 ;$$

Le calcul se fait en flexion composée pour les sollicitations ultimes :

e_2 : l'excentricité due aux efforts du second ordre. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2, $\phi = 2$.

h : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement, $h = 12 \text{ cm}$.

α : le rapport du moment du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M} \Rightarrow \alpha = 0$$

M_G : étant l'effort normal de longue durée d'application

M : effort normal de courte durée d'application

$$e_2 = \frac{3 \times (2)^2}{10^4 \times 0,12} \times (2) = 0,02 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,45 + 0,02 = 0,47 \text{ m}$$

IV. 2.3.3 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left[d - \frac{h}{2} \right] = 0,47 + \left[0,108 - \frac{0,12}{2} \right] = 0,518 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u e_A = 5,58 \times 0,518 = 2,90 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{12}{10,8} \left(1 - 0,4 \frac{12}{10,8} \right) = 0,4938$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,4 \times 10^3}{1 \times 108^2 \times 14,17} = 0,014$$

$$\mu_{bu} < \mu_{BC}$$

⇒ Donc, la section est partiellement comprimée. Alors, le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (**b X h**) = **(100 x 12) cm²**.

IV.2.4 Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$\mu = 0,014 < 0,4938 \Rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} ; A'_s = 0.$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

IV.2.4.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A_{sc} :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014}) = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,018 = 0,992$$

$$z = d * \beta = 0,108 \times 0,992 = 0,107 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot z} = \frac{2,4 \times 10^3}{348 \times 0,107} = 64,45 \text{ mm}^2 = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 64,45 - \frac{5,58 \times 10^3}{348} = 48,41 \text{ mm}^2 = 0,48 \text{ cm}^2$$

IV.2.4.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

↳ a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 4.135 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,60}{4.135} = 0,3870 \text{ m} = 38,70 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{100 \times 10,8 \times 2,1}{400} \times \frac{38,70 - 0,45 \times 10,8}{38,70 - 0,185 \times 10,8} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_{min} : éléments exposés [BAEL 91/99 B 5.3.1] :

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025 \times bh$$

$$A_s = 0,0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max [0,35 ; 1,20 ; 3] = 3 \text{ cm}^2$$

Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \min\{2a ; 25\text{cm}\}$$

$$E \leq \min\{24 ; 25 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 20\text{cm}$$

Donc, on prend **E = 20 cm**.

On adopte : **5Φ10** /ml, soit: $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

↳ **b) Les armature de répartitions : [BAEL 91/99 A 8.2.4.1]**

Cas de la présence des charges concentrées :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement : : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]

$$E \leq \min\{3a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$E \leq \min\{36 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 33 \text{ cm}$$

On prend **E = 20 cm**.

Dans ce cas, on adopte : **5Φ8** /ml, soit : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20 \text{ cm}$

IV.2.5 Verification a l'E.L.S:

IV.2.5.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

↳ **a) Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 4,135 \left(0,43 - 0,02 + \frac{0,12}{2} \right) = 1,943 \text{ KN.m}$$

↳ **b) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d \cdot A_s + d'A'_s) = 0$$

Avec : $A'_s = 0$ et $n = 15$, Alors :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 58,95y - 636,66 = 0 \Rightarrow y = 3,03 \text{ cm}$$

↳ **c) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,03^3}{3} + 15 \times 3,39 (10,8 - 3,03)^2 = 4486,25 \text{ cm}^4$$

IV.2.5.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,943}{4486,25} \times 3,03 = 1,31 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,31 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

IV.2.5.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 5 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,5$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{1,943 \times 10^3}{4486,25} (10,8 - 3,03) = 50,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 50,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

IV.2.5.4 Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{3,6}{1 \times 0,108} = 33,33 \text{ KN/m}^2 = 0,03333 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,03333 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

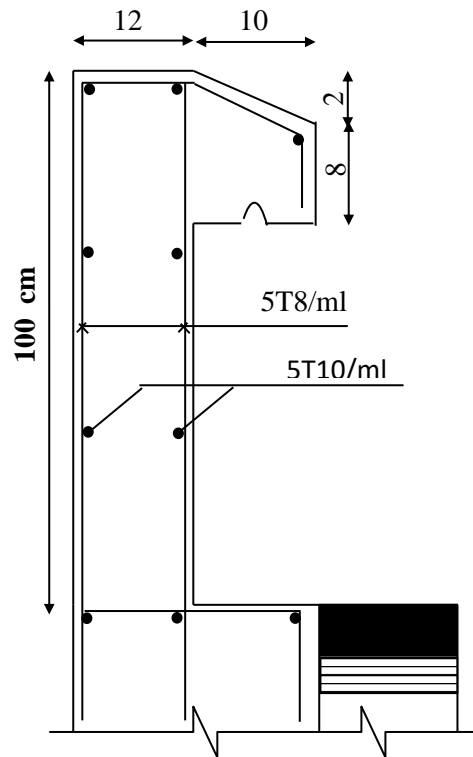


Figure IV-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.3 ÉTUDE DES ESCALIERS

IV.3.1 INTRODUCTION :

L'escalier est considéré comme un élément essentiel qui permet la circulation entre différents niveaux d'une structure.

IV.3.2 PREDIMENSIONNEMENT :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- L'esthétique.
- Facilité à gravir sans qui implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la relation de BLONDEL :

$$0,60 \text{ m} < g+2h < 0,64 \text{ m}$$

Avec h : hauteur de la marche.

g : giron « distance entre les deux contres marches ».

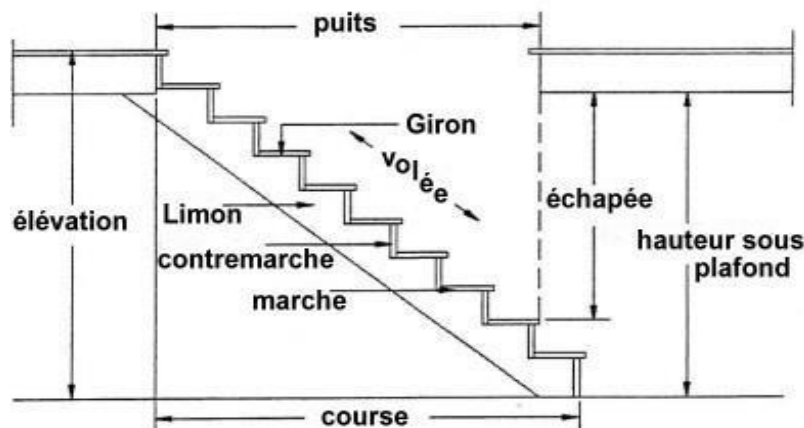


Figure VI.1 : Différents éléments d'un escalier.

La limite inférieure **0,60** correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure **0,64** correspond à des locaux publics.

- o h le plus courant varie de **13** à **17**.

- **g** le plus courant varie de **26** à **36** (**30** en moyenne).

Soit **H** la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds + épaisseur de plancher fini).

Premier escalier :

h : Hauteur de la marche : **h = 17** cm.

H : hauteur R.D.C jusqu'au 3^{ème} étage : **H = 340** cm.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 20}.$$

Nombre de marches :

$$n - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ marches}$$

Deuxième escalier

Du R.D.C au 3^{ème} étage :

h : Hauteur de la marche : **h = 17** cm.

H : hauteur d'étage : **H = 340** cm.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 20}.$$

Nombre de marches :

$$n - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ marches}$$

Du 4^{ème} au 5^{ème} étage :

h : Hauteur de la marche : **h = 15** cm.

H : hauteur d'étage : **H = 306** cm.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{15} \Rightarrow \mathbf{n = 20}.$$

Nombre de marches :

$$n - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ marches}$$

Troisième escalier

Du R.D.C au 3^{ème} étage :

h : Hauteur de la marche : **h = 17** cm.

H : hauteur d'étage : **H = 340** cm.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 20}.$$

Nombre de marches :

$$n - 1 = 20 - 1 = 19 \text{ marches}$$

La largeur **g** de la marche :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \Rightarrow 60 - 34 \leq g \leq 64 - 34$$

$$\Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte :

- **g = 30 cm** : largeur de la marche.
- **h = 17 cm** : hauteur de la marche.

Longueur de la ligne de foulée : Elle représente le parcours d'une descente d'escaliers avoisinant la rampe du côté de jour. La longueur de la ligne de foulée sera :

L = g*(n-1) avec n : le nombre de contre marche par volée.

- Dans cette étude on ne prend qu'un exemple (**type I**).

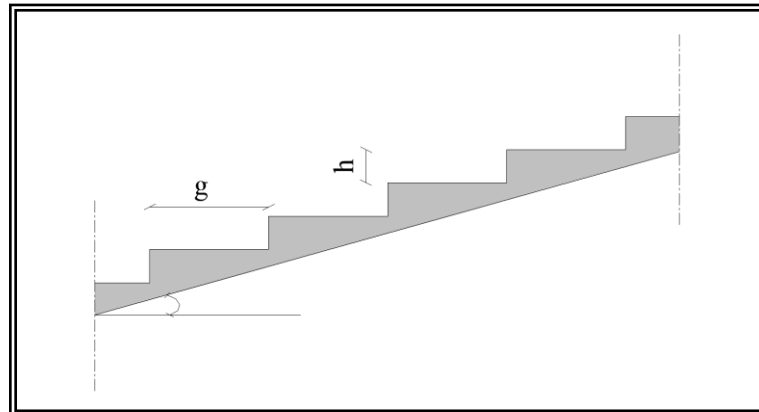


Figure IV-2 : schéma statique d'escalier

IV.3.2.1 Inclinaison de la paillasse :

Premier et 3ème escalier :

$$\text{(RDC jusqu'au 3ème étage)} \quad \text{tg } \alpha = h/g = 17/30 = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29,538^\circ$$

Deuxième escalier :

$$\text{(RDC jusqu'au 3ème étage)} \quad H=340\text{cm} ; \text{tg } \alpha = h/g = 17/30 = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29,538^\circ$$

$$\text{(Du 4ème au 5ème étage)} \quad H=306\text{cm} : \text{tg } \alpha = h/g = 15/30 = 0,5 \Rightarrow \alpha = 26.565^\circ$$

IV.3.2.2 Epaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_{\text{paillasse}} \quad \text{Avec : } L=270\text{cm et } \alpha = 32.17^\circ$$

$$\Rightarrow \frac{270}{30 \times \cos(32.17)} \leq e_{\text{paillasse}} \quad \Rightarrow 10.63\text{cm} \leq e_{\text{paillasse}}$$

Soit : $e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}$

IV.3.2.3 Epaisseur du palier :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \quad \Rightarrow \quad \frac{155}{20} \leq e \leq \frac{155}{15}$$

$e_{\text{palier}} = 12\text{cm}$

IV.3.3 Evaluation des charges et des surcharges :

Paillasse :

	Désignation	e_p (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,0	17,00	0,17
4	Revêtement en carrelage vertical $ch \times h/g=0,4 \times 17/30$	/	/	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \times h/g$	/	/	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \cdot \gamma_{BA} / \cos(\alpha) = 0,15 \cdot 25 / 0,87$	0,15	25,00	4,31
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
9	Enduit en ciment (1cm) = $0,18 / 0,87$	/	/	0,21
10	Garde-corps	/	/	0.10

Charge permanente : $G=7.92\text{kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{kN/m}^2$

- $Q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = 14.44\text{kN/ml}$
- $Q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 10.42\text{kN/ml}$

Palier :

	Désignation	e_p (m)	Densité (kN/m ³)	Poids kN/m ²
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,12	25,00	3,00
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de ciment	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,01	17,00	0,17
5	Enduit en ciment (1cm)	0,01	18,00	0,18

Charge permanente : $G=4,15\text{kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{kN/m}^2$

- $q_{u2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 9,35 \text{ kN/ml}$
- $q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 6,65 \text{ kN/ml}$

IV.3.3.1 Première volée :

IV.3.3.1.1 Calcul du moment maximal en travée a L'E.L.U

Schéma statique :

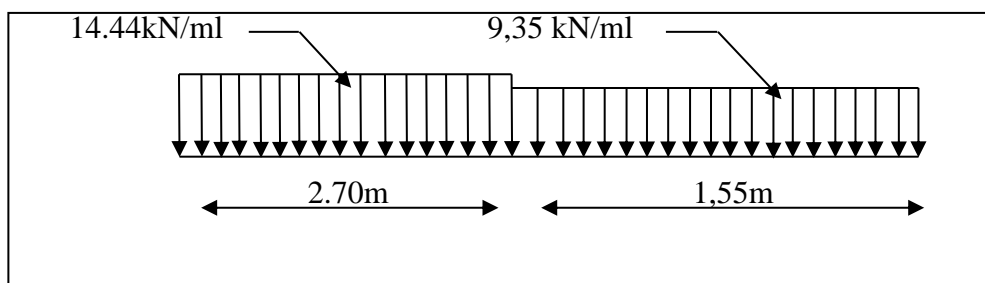


Figure IV.3 Schéma statique des charges et surcharges (paillasse,

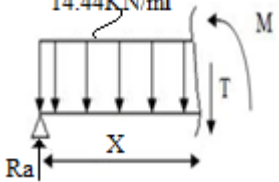
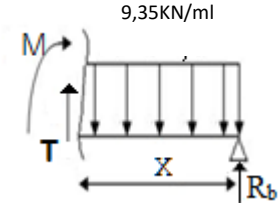
Les réactions :

$$R_a + R_b = (14,44 \cdot 2,70) + (9,35 \cdot 1,55) = 53,48 \text{ kN.m}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -4,25R_b + (14,44 \cdot 2,7) \cdot (2,7/2) + (9,35 \cdot 1,55) \cdot ((1,55/2) + 2,7) = 0 \Rightarrow R_b = 24,23 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow +4,25R_a - (14,44 \cdot 2,7) \cdot (2,7/2 + 1,55) - (9,35 \cdot 1,55) \cdot (1,55/2) = 0 \Rightarrow R_a = 29,25 \text{ kN}$$

Section	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
---------	-----------------	------------------	--------------------

$0 \leq x \leq 2.7$		$T(x) = -14.44x + 29.25$ $x=0 \Rightarrow T(0) = 29.25 \text{ KN}$ $x=2.7 \Rightarrow T(2.7) = -9.74 \text{ KN}$	$M(x) = -7.22x^2 + 29.25x$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $x=2.7 \Rightarrow M(2.7) = 26.34 \text{ KN.m}$
$1.55 \leq x \leq 0$		$T(x) = 9.35x - 24.23$ $x=0 \Rightarrow T(0) = -24.23 \text{ KN}$ $x=1.55 \Rightarrow T(1.55) = -9.74 \text{ KN}$	$M(x) = -4.675x^2 + 24.23x$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $x=1.55 \Rightarrow M(1.55) = 26.34 \text{ KN.m}$

Position du moment max :

$$T(x) = 0 \Rightarrow -14.44x + 29.25 = 0 \Rightarrow x = 2.025 \text{ m}$$

Le moment fléchissant maximal :

$$M(2.14) = -7.22 \cdot (2.025)^2 + 29.25 \cdot (2.025) = 29.62 \text{ KN.m}$$

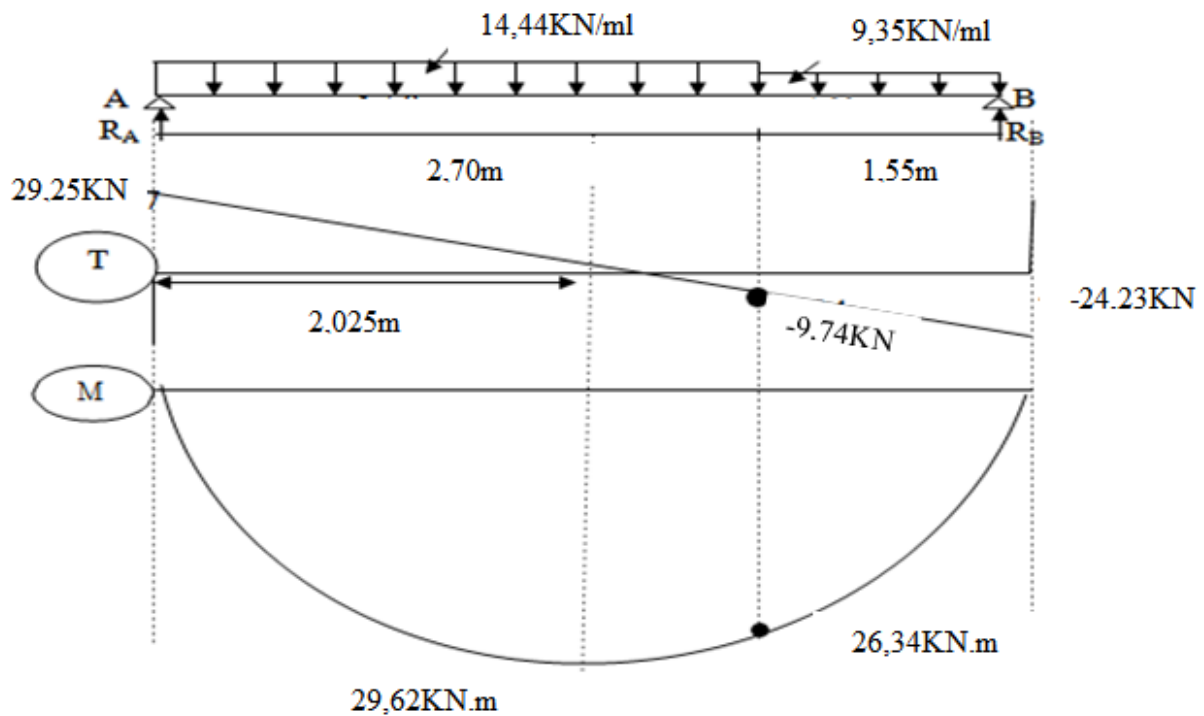


Figure IV.4 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant E.L.U

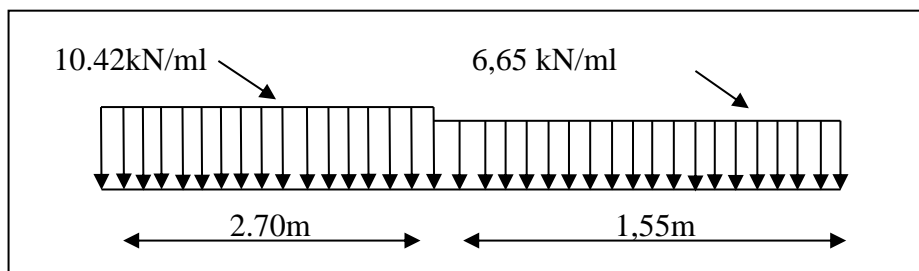
E.L.U : Donc: $M_{u_{max}} = 29.62 \text{ KN.m}$

D'où : $M_{u_t} = 0.85 \cdot M_{u_{max}} = 0.85 \cdot 29.62 = 25.18 \text{ KN.m}$

$M_{u_a} = 0.4 \cdot M_{u_{max}} = 0.4 \cdot 29.62 = 11.85 \text{ KN.m}$

IV.3.3.1.2 Calcul du moment maximal en travée a L'E.L.S

Schéma statique :



Les réactions :

Figure IV.5. Schéma statique des charges et surcharges (paillasse,

$$R_a + R_b = (10.42 \cdot 2.7) + (6.65 \cdot 1.55) = 38,44 \text{ kN.m}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow -4.25R_B + (10.42 \cdot 2.7) \cdot (2.7/2) + (6.65 \cdot 1.55) \cdot (1.55/2 + 2.7) \Rightarrow R_B = 17,36 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow +4.25R_A - (10.42 \cdot 2.7) \cdot (2.7/2 + 1.55) + (6.65 \cdot 1.55) \cdot (1.55/2) \Rightarrow R_A = 21,08 \text{ kN}$$

Section	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq x \leq 2.7$		$T(x) = -10.42x + 21,08$ $x=0 \Rightarrow T(0) = 21,08 \text{ kN}$ $x=2.7 \Rightarrow T(2.7) = -7,05 \text{ kN}$	$M(x) = -5.21x^2 + 21,08x$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$ $x=2.7 \Rightarrow M(2.7) = 18,93 \text{ kN.m}$
$0 \geq x \geq 1,55$		$T(x) = 6,65x - 17,36$ $x=0 \Rightarrow T(0) = -17,36 \text{ kN}$ $x=1,55 \Rightarrow T(1,55) = -7,05 \text{ kN}$	$M(x) = -3,325x^2 + 17,36x$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$ $x=1,55 \Rightarrow M(1,55) = 18,93 \text{ kN.m}$

Position du moment max :

$$T(x)=0 \Rightarrow -10.42x + 21,08 = 0 \Rightarrow x = 2.023 \text{ m}$$

Le moment fléchissant maximal :

$$M(2,023) = -5.12(2,023)^2 + 21,08(2,023) = 21,70 \text{ kN.m}$$

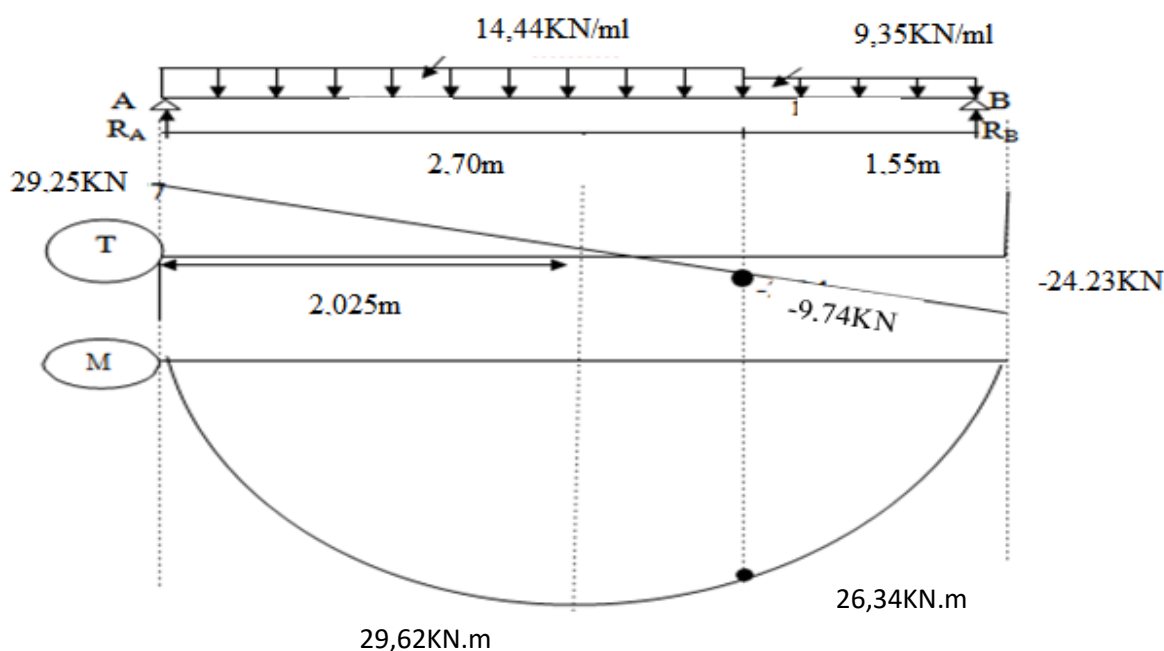


Figure IV.6 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant E.L.S

E.L.S : Donc: $M_{ser_{max}} = 21,32 \text{ KN.m}$

D'où : $M_{Tser} = 0,85.M_{ser_{max}} = 0,85 \cdot 21,32 = 18,12 \text{ KN.m}$

$M_{aser} = 0,4.M_{ser_{max}} = 0,4 \cdot 21,32 = 8,53 \text{ KN.m}$

Calcul de ferrailage (E.L.U) :

En travée (paillasse) : $M_t = 29,62 \text{ kN.m}$

$h = 15 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$ et $b = 100 \text{ cm}$

$\mu = M_t / bd^2 f_{bc} = 25,18 \cdot 10^3 / 100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17 = 0,09 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\beta = 0,948$

$A_s = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 25,18 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,948 \cdot 13,5 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors on adopte 6T12 soit $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition : $A_r = A_s / 4 = 6,79 / 4 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 5T8 soit $A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

En appuis (palier): $M_a = 11,85 \text{ kN.m}$

$h = 12 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$ et $b = 100 \text{ cm}$

$\mu = M_t / bd^2 f_{bc} = 11,85 \cdot 10^3 / 100 \cdot 10,8^2 \cdot 14,17 = 0,07 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\beta = 0,963$

$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 11,85 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,963 \cdot 10,8 = 3,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors on adopte 6T10 soit $A_s = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Pour des raisons constructives et pour assurer la continuité des barres de ferrailage de paillasse et palier on adopte les mêmes nombres de barres 6T10

Armature de répartition : $A_r = A_s / 4 = 4.71 / 4 = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 5T8 soit $A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25\text{cm}$

Vérifications:

Condition	Vérification		
Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,63\text{cm}^2$	$A_s=6.79\text{cm}^2$ $A_s > A_{\min}$	Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{30.96}{100.13.5} .10 = 0,23 \text{ MPa}$ $= \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A_s \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A_s \geq \frac{1,15}{400} (30.96 + \frac{13.27}{0.153.0.9}) = 0,36\text{cm}^2$ $A_s \geq 0,36\text{cm}^2$	$A=3.66\text{cm}^2$ $A > 2.54\text{cm}^2$	Condition vérifiée

IV.3.3.1.3 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée

- Position de l'axe neutre: : $M_{tser}=18,12$; $A_s=6.79\text{cm}^2/\text{ml}$
 $by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y = 4,32\text{cm}$

- Détermination du moment d'inertie: $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d-y)^2$
 $I = 11270,53 \text{ cm}^4$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 18,12.10^3.4,32 / 11270,53 = 6.95\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,95 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Sur appuis

- Position de l'axe neutre: : $M_{aser}=8.83\text{kN.m}$ $A_s=4.17\text{cm}^2/\text{ml}$
 $by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y = 3.10\text{cm}$

- Détermination du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d-y)^2$
 $I = 4701.62 \text{ cm}^4$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 8,83 \cdot 10^3 \cdot 3,10 / 4710,62 = 5,83 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,83 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.3.3.1.4 Vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h/l \geq \frac{1}{30}$	0,055 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b \cdot d \leq 4,2/f_e$	0,004 < 0,0105	Condition vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

IV.3.3.2 Deuxième volée :

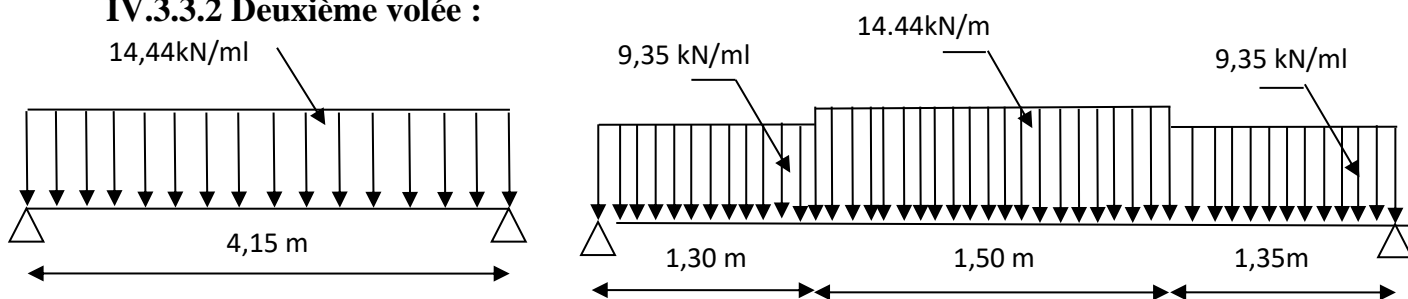


Figure IV.7 Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)

D’après un calcul de RDM on a :

E.L.U : Donc: $M_{u_{max}} = 31,09 \text{ KN.m}$

D’où : $M_{u_t} = 0.85 \cdot M_{u_{max}} = 0.85 \cdot 31,09 = 26,42 \text{ KN.m}$

$$M_{u_a} = 0.4 \cdot M_{u_{max}} = 0.4 \cdot 31,09 = 12,44 \text{ KN.m}$$

E.L.S : Donc: $M_{ser_{max}} = 22,43 \text{ KN.m}$

D’où : $M_{Tser} = 0.85 \cdot M_{ser_{max}} = 0.85 \cdot 22,43 = 19,06 \text{ KN.m}$

$$M_{a_{ser}} = 0.4 \cdot M_{ser_{max}} = 0.4 \cdot 22,43 = 8,97 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.2.1 Calcul de ferrailage (E.L.U) :

En travée (paillasse) : $M_t = 26,42 \text{ kN.m}$

$$h = 15 \text{ cm} , \quad d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_t / b d^2 f_{bc} = 26,42 \times 10^3 / 100 \times 13,5^2 \times 14,17 = 0,10 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,946$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 26,42 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,946 \cdot 13,5 = 5,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors on adopte 6T12 soit $A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition : $A_r = A_s / 4 = 6.79 / 4 = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 5T8 soit $A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

En appuis (palier): $M_a = 12,44 \text{ kN.m}$

$h = 12 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 10.8 \text{ cm}$ et $b = 100 \text{ cm}$

$\mu = M_t / bd^2 f_{bc} = 12,44 \times 10^3 / 100 \times 10,8^2 \times 14,17 = 0,075 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\beta = 0,960$

$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 12,44 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,960 \cdot 10.8 = 3,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Alors on adopte 6T10 soit $A_s = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Pour des raisons constructives et pour assurer la continuité des barres de ferrailage de paillasse et palier on adopte les mêmes nombres de barres 6T10

Armature de répartition : $A_r = A_s / 4 = 4.71 / 4 = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 5T8 soit $A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

IV.3.3.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée

- Position de l'axe neutre: : $M_{tser} = 19,06$; $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y = 4,32 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie: $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2$

$$I = 11270.52 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 19,06 \cdot 10^3 \cdot 4.32 / 11270,52 = 7,31 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,31 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis

- Position de l'axe neutre: : $M_{aser} = 8.97 \text{ kN.m}$ $A_s = 4.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y = 3.10 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2$

$$I = 4701.62 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 8,97 \cdot 10^3 \cdot 3,10 / 4701,62 = 5,91 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,91 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV.3.3.2.3 Vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h/l \geq \frac{1}{30}$	0,055 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,005 < 0,0105	Condition vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

IV.3.3.3 Troisième volée :

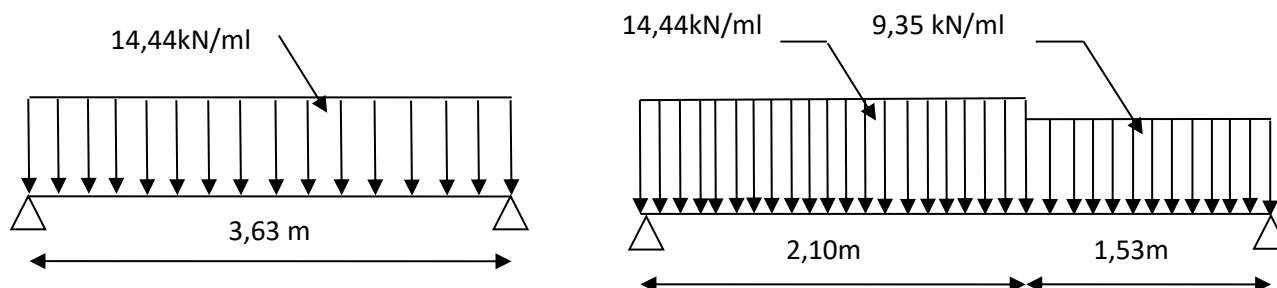


Figure IV.9. Schéma statique des charges et surcharges (paillasse, palier)

E.L.U : Donc: $M_{u_{max}} = 23,39 \text{ KN.m}$

D'où : $M_{u_t} = 0.85.M_{u_{max}} = 0.85*23,39 = 19.88\text{KN.m}$

$M_{u_a} = 0.4.M_{u_{max}} = 0.4*23.39 = 9.35 \text{ KN.m}$

E.L.S : Donc: $M_{ser_{max}} = 16,88 \text{ KN.m}$

D'où : $M_{Tser} = 0.85.M_{ser_{max}} = 0.85*16,88 = 14.35\text{KN.m}$

$M_{a_{ser}} = 0.4.M_{ser_{max}} = 0.4*16,88 = 6.75\text{KN.m}$

IV.3.3.3.1 Calcul de ferrailage (E.L.U) :

En travée (paillasse) : $M_t = 19,88 \text{ kN.m}$

$$h = 15 \text{ cm} , \quad d = 0,9h = 13.5 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_t / bd^2f_{bc} = 19,88 \times 10^3 / 100 \times 13.5^2 \times 14,17 = 0,07 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,959$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 19,88 \cdot 10^3 / 348 \cdot 0,959 \cdot 13.5 = 4,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors on adopte 6T12 soit $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20\text{cm}$

Armature de répartition : $A_r = A_s / 4 = 6.79 / 4 = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 5T8 soit $A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

En appuis (palier): $M_a = 9,35\text{kN.m}$

$$h = 12 \text{ cm} , d = 0,9h = 10.8 \text{ cm} \text{ et } b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_t / bd^2f_{bc} = 9,35 \times 10^3 / 100 \times 10,8^2 \times 14,17 = 0,06 < 0.392 \Rightarrow A'=0$$

$$\beta=0,970$$

$$A_s = M_u / \sigma_s \beta d = 9,35.10^3 / 348.0,970.10.8 = 2,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Alors on adopte 6T10 soit $A_s = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Pour des raisons constructives et pour assurer la continuité des barres de ferrillage de paillasse et palier on adopte les mêmes nombres de barres 6T10

Armature de répartition : $A_r = A_s / 4 = 4.71 / 4 = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 5T8 soit $A_r = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25\text{cm}$

IV.3.3.3.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée

- Position de l'axe neutre: : $M_{tser}=14.35$; $A_s=6.79\text{cm}^2/\text{ml}$

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y = 4,32\text{cm}$$

- Détermination du moment d'inertie: $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d-y)^2$

$$I = 11250,52 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 14,35.10^3.4,32 / 11270,52 = 5,50\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,50 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Sur appuis

- Position de l'axe neutre: : $M_{aser}=6,75\text{kN.m}$ $A_s=4.17\text{cm}^2/\text{ml}$

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0 \Rightarrow y = 3.10\text{cm}$$

- Détermination du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d-y)^2$

$$I = 4701.62 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.75.10^3.3,10 / 4701,62 = 4,45 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,45 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

IV.3.3.3 Vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h/l \geq \frac{1}{30}$	0,055 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,005 < 0,0105	Condition vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

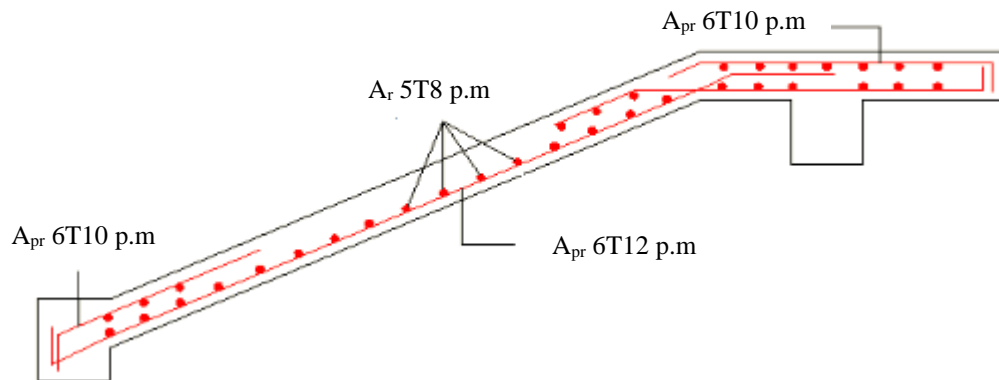


Figure IV.10. Ferrailage 1er et 2eme volée

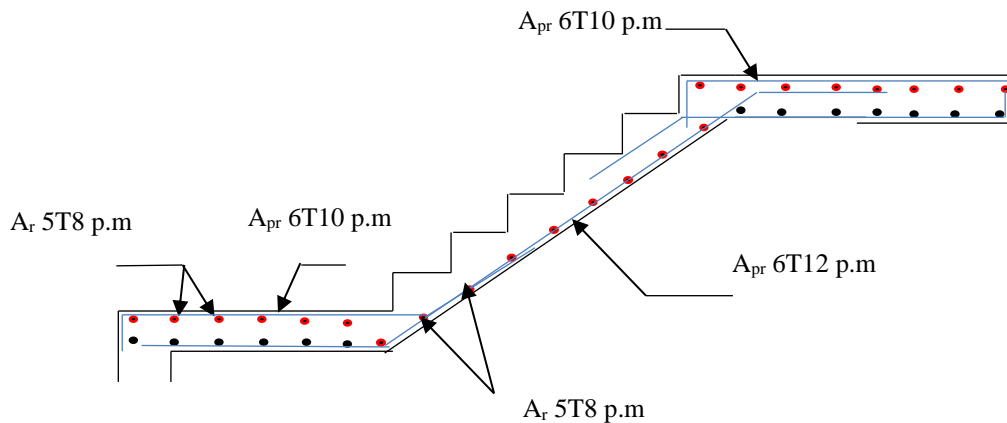


Figure IV.11. Ferrailage 3eme volée

IV.3.3.4 Étude de la poutre palière d'étage courant:

Pré dimensionnement : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
 $\Rightarrow \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10}$
 $\Rightarrow 19.66 \leq h \leq 29.5$

On prend: h = 30 cm

$$d = 0,9h = 27\text{cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8.1 \leq b \leq 10.80$$

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

Vérification conditions RPA99 version 2003 :

$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$condition vérifiée

$h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ condition vérifiée

$h / b = 1 < 4\text{ cm}$condition vérifiée

Évaluation des charges :

Charges supportées par la poutre palière :

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.30 \times 25 = 2.25\text{ kN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_B = 27.35\text{ N/m}$

Poids du mur : $2.71 \times 0.15 \times 3.06 = 1.24\text{ kN/m}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50\text{ kN/m}$

On a : $q_u = 1.35 \times (2.25 + 1.24) + 27.35 + (1.5 \times 2.5) = 35.81\text{ kN/m}$

$q_{ser} = 2.25 + 1.24 + 2.5 + 27.35 = 33.34\text{ kN/m}$

Calcul des sollicitations :

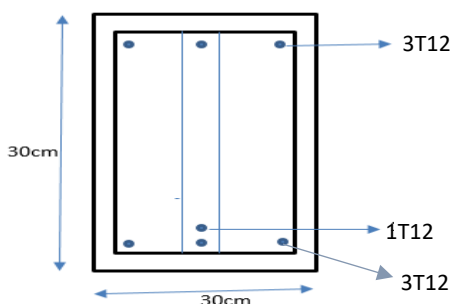
$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 38.95\text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 31.10\text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 19.475\text{ KN.m.}$$

Calcul de ferrillage :

Caractéristique	$h=30\text{cm}$	$b=30\text{cm}$	$d=0.9 \cdot h=27\text{cm}$	$\sigma_s=348\text{MPa}$	$F_e=400\text{MPa}$
	$M(\text{kN.m})$	μ	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
En travée	31.10	0.100	0.974	3.49	4.52 soit 4T12
En appui	19.475	0.062	0.967	2.14	3.39 soit 3T12



IV.3.3.4.1 Vérifications(E.L.S) :

Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0.23b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.98 \text{ cm}^2$$

En travée: $4.52 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2$

En appuis: $3.93 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{ser} = 33.34 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 36.26 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 30.821 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 14.504 \text{ kN.m}$$

En travée :

- Position de l'axe neutre: $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$; $d = 27 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

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

$$15y^2 + 67.8y - 1830.6 = 0$$

$$\Rightarrow y = 9.01 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 29257.11 \text{ cm}^2$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{30.82 \times 10^3}{29257.11} \times 9.01 = 9.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

Sur appui :

- Position de l'axe neutre: $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$; $d = 27 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

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

$$15y^2 + 50.58y - 1372.95 = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.02 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 23476.71 \text{ cm}^2$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14.504 \times 10^3}{23476.71} \times 8.02 = 4.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.95 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = \frac{Q.L}{2} = \frac{33.34 \times 2.95}{2} = 49.18 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{49.18 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.607 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}\} = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.607 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

Armatures transversales A_t:

$$\text{Diamètre des armatures } A_t: \varnothing_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L\right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min\{8.57; 30; 12\}, \text{ On prend } \varnothing_t = 8 \text{mm}$$

Espacement S_t:

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{cm}\} = \min\{24.3; 40\} \text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \{\min 15 \text{cm}; 10 \varnothing_L\}, \text{ On prend } S_t = 12 \text{cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15 \varnothing_L, \text{ On prend } S_t = 18 \text{cm}$$

Ancrage des armatures tendues:

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s: l_s = \frac{\varnothing_s \cdot f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{cm}$$

$$\text{avec } \tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{MPa}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5.5 \varnothing = 6.6 \text{cm}$

$$L_1 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r\right) = (27 - 1.2/2 + 6.6) = 17.8 \text{cm}$$

$$L_2 = \frac{L_s - 2.19r - L_1}{1.87} = \frac{42.36 - 2.19 \times 6.66 - 17.8}{1.87} = 5.40 \text{cm}$$

IV.3.3.4.2 Calcul de la flèche:

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	Verifications	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/295 = 0,1 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \square\square M_{tser}/10. M_{0ser}$	$0.1 > 34.35/10 \times 40.41 = 0,085$	Condition vérifiée
$A/b.d \square\square 4,2.f_c$	$4.62/30 \times 27 = 0.0055 < 0,0105$	Condition vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

IV.4 L'ascenseur

IV.4.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une qui on doit lui associer les dispositifs mécaniques permettant se déplacement (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

IV.4.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

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

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge dans la cabine

P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

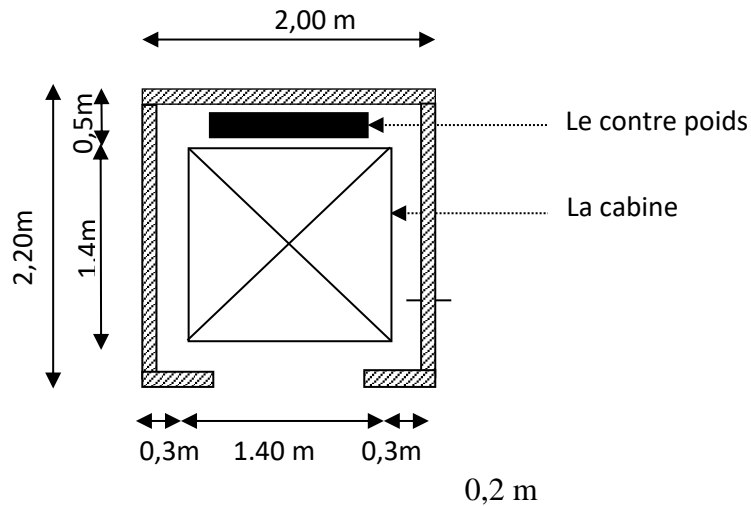
Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

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

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 34,00m

La surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$



L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0=16$ cm

Soit (S) la surface des parois :

a)Le poids mort :

Poids de la cabine: $S=(2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 8,8 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,00 \times 2,2=4,4 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,4 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,4 = 88 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=0,2 \times 0,8=1,6 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

$$P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1192,8 \text{ kg}$$

-Le poids mort total est :

$$\frac{Q}{2} = 1192,8 + \frac{675}{2} = 1530,3 \text{ kg}$$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

b) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. Pour notre cas on prend $C_s=12$.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que

soit le nombre des tirons , Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On à : $C_r = C_s.M \dots \dots \dots (1)$

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$M=Q +P_m+M_g \dots \dots \dots (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ ($M_g \ll Q+P_m \Rightarrow M=Q+P$)

Donc $C_r = C_s.M = C_s.(Q+P) = 12(675+1192,8) = 22413,6\text{kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$\Rightarrow C_r = \frac{22413,6}{0.85} = 26368,94\text{kg}$

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

Avec m : type de mouflage (Assemblage de poulies) (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

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

$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{cable})} \times m} = \frac{26368,94}{8152 \times 2} = 1,62$ Soit **n = 2 câbles.**

Le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Le poids des câbles (M_g)

$M_g = m \times n \times l$

m : la masse linéaire du câble $m=0,515 \text{ Kg/m}$

l : longueur du câble = 34 m

n : nombre des câbles = 2.

$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 36 = 37.08 \text{ kg}$

$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1192,8 + 37.08 = 1904,88 \text{ k}$

Vérification de Cr :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s.M \rightarrow C_s = C_r/M = \frac{27716,8}{1904.88} = 14,56 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

P_m : poids mort total

P_{treuil} : Le poids de (treuil + le moteur) : P_{treuil} = 1200 kg

P_p : le contre poids

M_g : le poids des câbles

- La charge permanente totale : $G = 1192,8 + 1530,3 + 1200 + 37,08 = \mathbf{3960,18 \text{ kg}}$
 - la surcharge : **Q = 675 kg**
- $Q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{6358,74 \text{ kg}}$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : **q_u = 6358,74 kg**

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit :q₀ la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6358,74}{4} = 1589,69 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

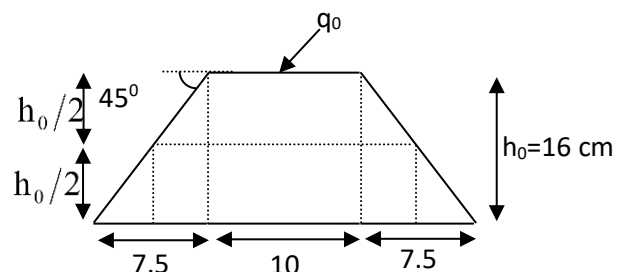
Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h₀ : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q₀ est appliquée sur un carré de (10 x10) cm²



$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 10 + 16 = 26\text{cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 16 = 26\text{cm} \end{array} \right.$$

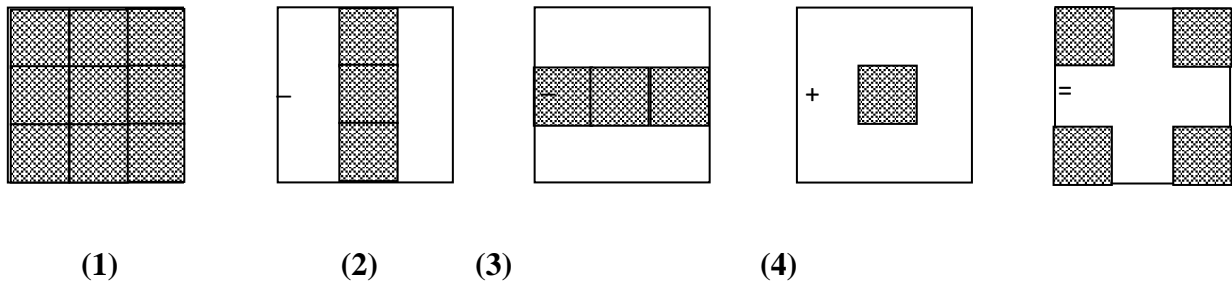
$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 10 + 16 = 26\text{cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 16 = 26\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104\text{cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 12480\text{kg} > q_0 = 1588,99\text{kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Distances des rectangles :

1) le rectangle (1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 126\text{ cm} \\ V = 136\text{ cm} \end{array} \right.$$

2) le rectangle (2):

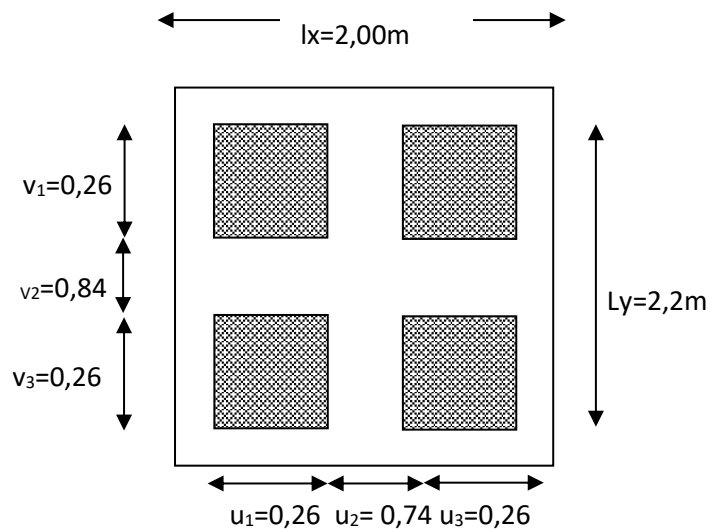
$$\left\{ \begin{array}{l} U = 74\text{cm} \\ V = 136\text{cm} \end{array} \right.$$

3) le rectangle (3)

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 126\text{cm} \\ V = 84\text{cm} \end{array} \right.$$

4) le rectangle (4):

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 74\text{cm} \\ V = 84\text{cm} \end{array} \right.$$



Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson

À L'ÉLÉMENT ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1589.69}{0,26 \cdot 0,26} = 23516.12 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=2,00m ; Ly=2,20m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	23505,77	40194,87	3135,2	2492,08
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	23505,77	23646,80	2506,56	1868,09
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	23505,77	24916,12	2317,2	2018,20
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	23505,77	14573,58	1879,99	1603,09

Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 191,4391, \text{ m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 208,8808, \text{ m}$$

Moments dues aux charges reparties (poids propre de la dalle):

Chargement :

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m} \quad h_0 = 16 \text{ cm}$$

- poids propre : $G = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}$

- charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg /m}$

Charge ultime: $qu = 1,35G + 1,5Q = 690 \text{ kg/m}$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,2} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow$$

La dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\mu} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 125,86 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 98,60 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 191,43 + 125,86 = 317,29 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 208,88 + 98,60 = 307,48 \text{ kg.m/m}$$

Moments retenus :

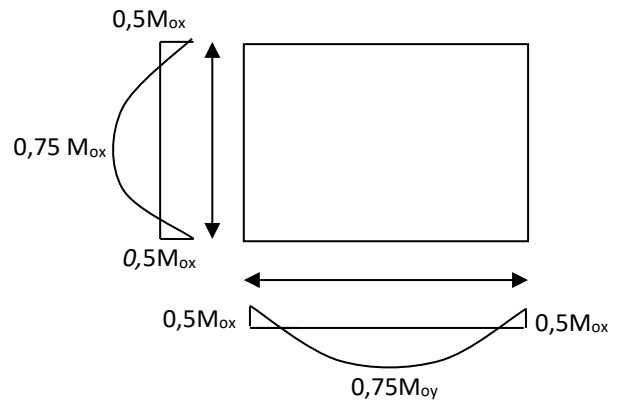
En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0X} = 237,97 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0Y} = 230,61 \text{ kg.m/m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0X} = 158,645 \text{ kg.m/m}$$



Calcul du ferrailage de la dalle: Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=16\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=14,4 \text{ cm}$. ou $d= 16-2=14 \text{ cm}$ en prend $d=14 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens L_x :

Le moment ultime: $M_{tx} = 237,97 \text{ kg.m} = 2379,7 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2379,7}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{S_x}):

$$A_{S_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2379,7}{0,996 \times 14,4 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Ly:

Le moment ultime: $M_{tx} = 230,61 \text{ kg.m} = 2306,1 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2306,1}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{S_x}):

$$A_{S_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2306,1}{0,996 \times 14,00 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui:

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 158,645 \text{ kg.m} = 1586,45 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1586,45}{100 \times (14,00)^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,005 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9975$$

La section d'acier (A_{S_x}):

$$A_{S_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1586,45}{0,9975 \times 14,00 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 16 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquée la formule suivante:

Sens Ly:

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0,16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ty} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{ay} = A_{y \min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Sens Lx:

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,28 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\begin{cases} At_x = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } At_x = A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_x = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } Aa_x = A_{x_{\min}} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre: $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

On à : $\phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 16 \text{ mm}.$

En travée:

Sens Lx:

$$\begin{cases} At_x = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

Sens Ly:

$$\begin{cases} At_y = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} Aa = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

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

avec : $\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d}$; et $\bar{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$

$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \end{cases}$

$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$

On calcule V_x et V_y :(efforts tranchants dus aux charges reparties):

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

Charge ultime de la dalle: $qu=1,35G+1,5Q=690 \text{ kg/m} = 6900 \text{ N/m}$

$$V_x = 6900 \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 4761 \text{N} + 4,76 \text{KN}$$

Donc : $V_y = \frac{6900 \cdot 2}{3} = 4600 \text{N} = 4,6 \text{KN} < V_x$

On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{1589.69}{2 \cdot 0,26 + 0,26} = 20,38 \text{KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1589.69}{3 \cdot 0,26} = 20,38 \text{KN}$$

Comme $(u=v=26 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 20,38 \text{ KN}$

Donc l'effort total V_{tot} :

- Sens L_x : $V_{tot} = V_x + V_v = 4,761 + 20,38 = 25,14 \text{ KN}$
- Sens L_y : $V_{tot} = V_y + V_u = 4,6 + 20,38 = 24,98 \text{ KN}$

D'où: $V_{tot} = \max (V_{totx}, V_{toty})$

$$V_{tot} = 25,14 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{25,14 \cdot 10^3}{1000 \cdot 144} = 0,174 \text{ MPa.}$$

$15 \text{cm} < h_0 = 16 \text{cm} < 30 \text{cm}$ on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13 f_{c_{28}}; 5 \text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0,174 \text{MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = \frac{10 \cdot 0,16}{3} \cdot \min(0,13 \cdot 25 ; 5 \text{Mpa}) = 1,73 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.3 Les vérifications à L'E.L.S :

- Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a) charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) p'_{ser} \quad \text{Avec: } \nu = 0,2(\text{E.L.S})$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; \quad P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$P_{aser} = (3960,18 + 675) \cdot 1/4 = 1158,80 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{ser} = 1158,80 / (0,26)^2 = 17141,94 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 17141,94 \cdot S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M1	M2	S'(m²)	P'_{ser}=q_{ser}.S'	M0x(kg.m)	M0y(Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	29299,7	2648,7	2273,66
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	17237,12	2099,48	1727,16
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	18162,38	1983,33	1808,97
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	10623,3	1604,12	1442,64

- Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 170,01 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 180,17 \text{ kg.m/m}$$

b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2; \quad ep = 16 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 .$$

$$Q_{ser} = 100 + 400 = 500 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0528 \cdot 500 \cdot 2^2 = 105,6 \text{ kg.m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,8502 \cdot 105,6 = 89,78 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 170,01 + 105,6 = 275,61 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 180,17 + 89,78 = 269,95 \text{ kg.m/m}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 206,71 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 202,46 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{ox} = 137,81 \text{ kg.m}$$

- vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 2067,1 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 - 15 \cdot 3,14(14,4 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,24 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3,24)^3/3 + 15 \cdot 3,14(14,4 - 3,24)^2$$

$$I = 6700 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 2067,1 / 6700 \cdot 3,24 = 0,999 = 1,00 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc}=1,00 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

✓ **sur appuis :**

$$M_{app}=137,81 \text{ kg.m} \quad A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y=3,24\text{cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I=6700 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K..y = (Mser/I).y$$

$$\sigma_{bc} = 1378,1./6700.3,24=0,67 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc}=0,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

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

❖ **Suivant L_v :**

✓ **En travée :**

$$M_{t_y} = 202,46\text{kg.m} \quad ; A_t = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 \quad ; \text{et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 - 15.2,01(14,4 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2,66 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 100. (2,66)^3/3 + 15.3,14(14,4 - 2,66)^2$$

$$I=4782,87 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 2024,6 / 4782,87 \cdot 2,66 = 1,13 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

Disposition du ferrailage:

-Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \cdot 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

* Cas des charges uniformes.

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

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0,x}} \right) L_x \right) = \max (32 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 20 \text{ cm})$$

$$L_2 = 32 \text{ cm.}$$

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 a raison d'un sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 200 / 10 = 20 \text{ cm}$$

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 / mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 / mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T8 / mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=25\text{cm}$

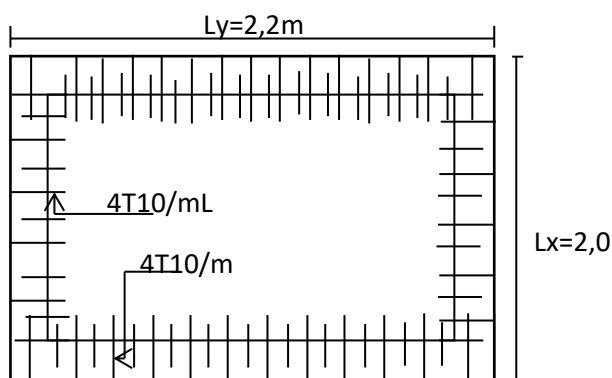


Figure IV.1-Ferrailage Supérieur du panneau de dalle –

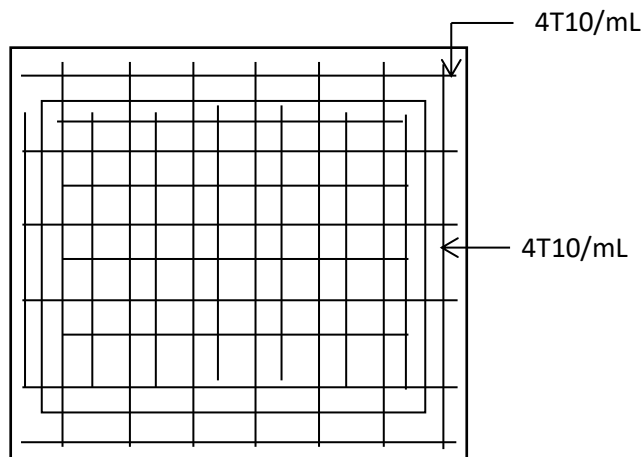


Figure IV-2 - Ferrailage Inférieur du panneau de dalle

- Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

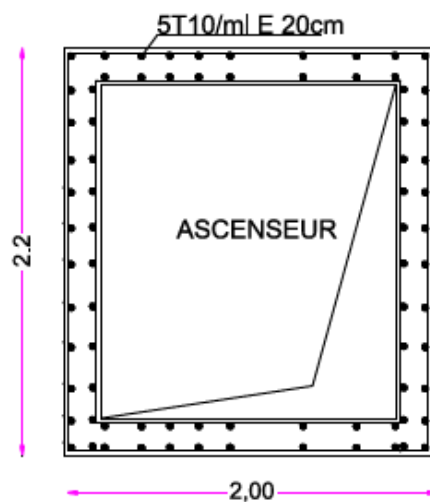
Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par:

$$A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h_t = 0,1 \cdot 0,01 \cdot 100 \cdot 20 = 2\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec $5\text{T}10/\text{ml}$ soit

$$(A_{\text{adopte}} = 3,93\text{cm}^2/\text{ml})$$

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



Chapitre V

Etude Sismique

V.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2. Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **I**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre **Tour** ne répond pas aux critères (4.1.2) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II. Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d' analyse modale spectrale)** en utilisant le logiciel de calcul des structures **logiciel Etabs 9.7.4**

V.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.3.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure,

V.3.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

V.3.3 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$
 N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

V.4 Calcul de l'effort sismique à la base :

V.4.1 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) ;

Groupe	Zone			
	I	Ila	Ilb	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.1 : Coefficient d'accélération de zone

Dans ce cas, A = 0,10

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle 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 :

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,30$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de Systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas $R = 4$

- Après plusieurs études de variantes comportant différentes disposition des voiles on a choisi la variante suivante
- W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :
- $W = \sum_{i=1}^n W_i$; avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;
- W_{Qi} : Charges d'exploitation ;
- β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :
- $\beta : 0,30$

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau V.3 : Coefficient de pondération

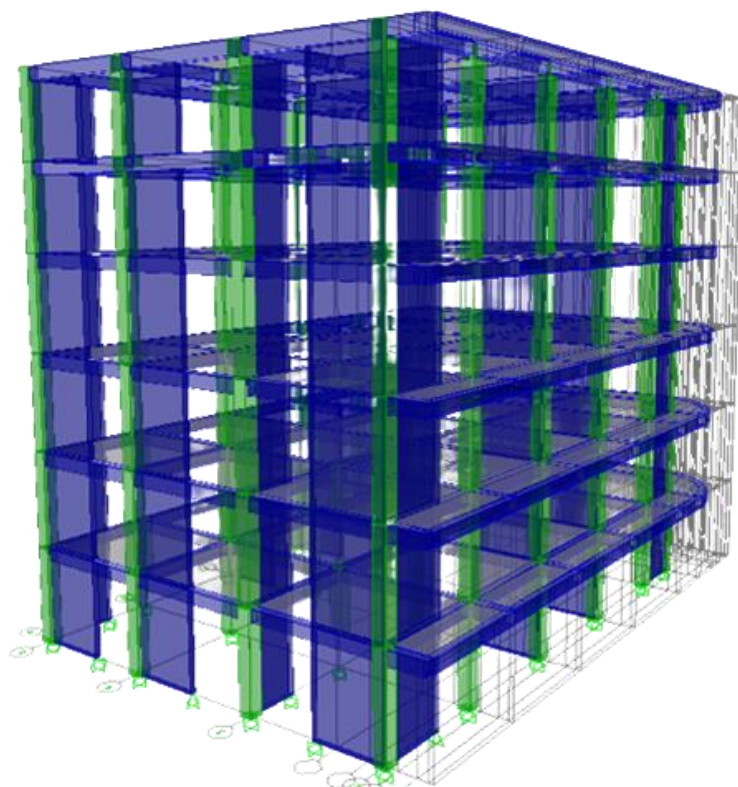


Figure V- 4 : plan en 3D

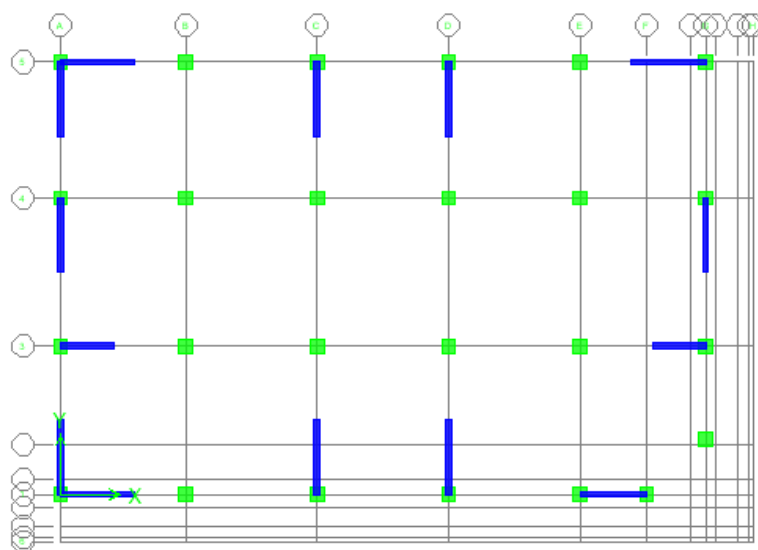
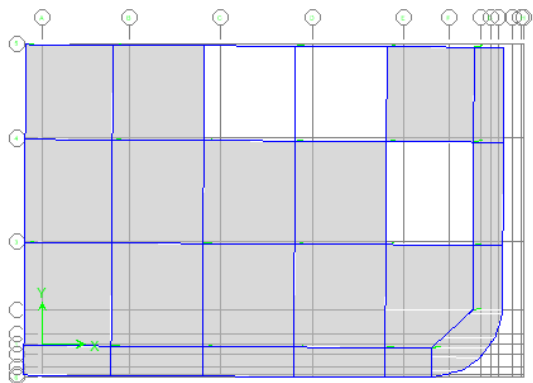
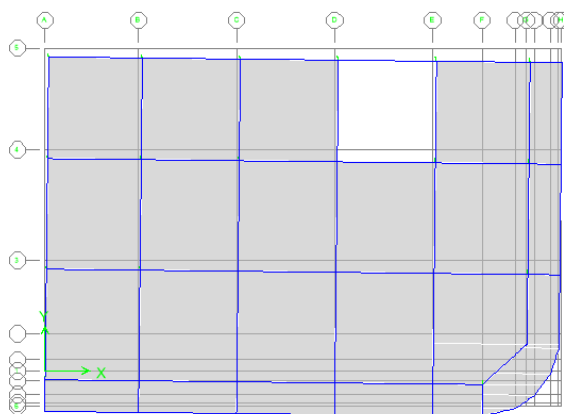


Figure V.5-Disposition des voiles

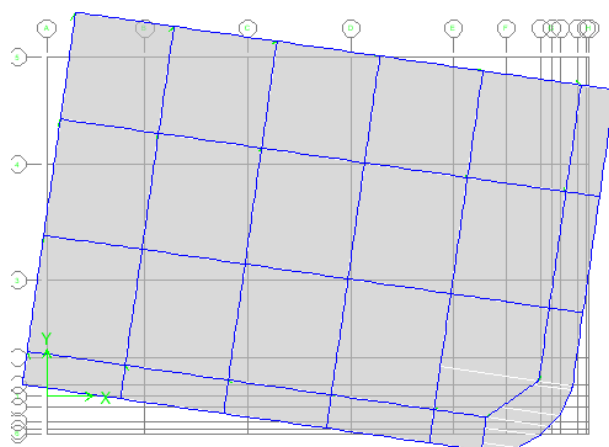
Les Trois modes par le logiciel **Etabs 9.7.4**



Mode 1 : Translation suivant X



Mode 2 : Translation suivant y



Mode 3 : Rotation suivant Z

V.4.2.Détermination des poids (Wt) de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Etabs 9.7.4**

$$W_t = 23001,64 \text{ KN}$$

D : Facteur d’amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \text{ et } T_2 = 0,50 \text{ s} \text{ (site meuble } S=3)$$

Le facteur de correction d’amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique

$\xi = 7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

ξ : Pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l’importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.6 : Pourcentage d’amortissement critique

a) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale calculée numériquement doit être inférieure à celle donnée par les formules empiriques donnée par le **RPA 99/V 2003** (formule 4-6 de l’article 4-2-4) et évaluée au paragraphe à la page 55 ($T_{dyn} < 1,3 T_{emp}$).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu’au dernier niveau (N) ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 19,72m \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (19.72)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,47 \text{ s}$$

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \quad D_x = 21,8 \text{ m et } D_y = 14,60 \text{ m}$$

$$T_2 = 0.09 * (19.72) / \sqrt{21.8} = 0.38 \text{ s} \quad T_3 = 0.09 * (19.72) / \sqrt{14.60} = 0.46s$$

$$T = \min (T_1, T_2, T_3) = 0,38$$

b) Calcul de l'effort :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 2.2 \times 1,30}{4} \times 23001,64 = 1644,61 \text{ kn} = V_y$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,486581	73,2917	1,3575	0	73,2917	1,3575
2	0,366424	1,6002	63,1606	0	74,8918	64,5182
3	0,295891	0,0081	10,7384	0	74,9	75,2566
4	0,113117	15,006	0,2823	0	89,9059	75,5389
5	0,084758	0,5069	12,3839	0	90,4129	87,9229
6	0,070268	0,0028	2,3698	0	90,4157	90,2927
7	0,049186	5,386	0,0793	0	95,8017	90,372
8	0,036377	0,1166	4,4987	0	95,9183	94,8706

Vérification des périodes.

T dyn	T emp	1,3 T emp	T dyn < 1,3 T emp
0,486	0.38	0.494	C. Vérifié

Calcul des coefficients de participation modale : On doit vérifier que : $\sum \alpha_i \geq 90\%$

Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 90,4157\% > 90\%$condition vérifiée

Sens transversal : $\sum \alpha_y = 90,2927\% > 90\%$condition vérifiée

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de etabs :

	$V_{dx} (t)$	$V_{dy} (t)$
Forces sismiques	1525,23	1401,02

- Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 1525,23 \text{ KN} > 80\%V_{st} = 1315,68 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{dy} = 1401,02 > 80\%V_{st} = 1315,68 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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.5 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion. Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes rigides dans leur plan, le RPA99/Version2003 (art4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit êtres prise de part et d'autre du centre du torsion).

L'excentricité théorique résultant des plans.

Sens X						
Story	Diaphragme	XCCM	XCR	5%L	XCCM-XCR	Observations
ETAGE 5	DT	10,742	9,763	1,11	0,979	CV
ETAGE 4	D1	10,742	9,777	1,11	0,965	CV
ETAGE 3	D2	10,742	9,786	1,11	0,956	CV
ETAGE 2	D3	10,743	9,813	1,11	0,93	CV
ETAGE 1	D4	10,743	9,899	1,11	0,844	CV
RDC	D5	10,743	10,187	1,11	0,556	CV

Sens Y						
Story	Diaphragme	YCCM	YCR	5%L	XCCM-XCR	Observations
ETAGE 5	DT	7,37	7,386	0,753	-0,016	CV
ETAGE 4	D1	7,332	7,363	0,753	-0,031	CV
ETAGE 3	D2	7,328	7,335	0,753	-0,007	CV
ETAGE 2	D3	7,317	7,279	0,753	0,038	CV
ETAGE 1	D4	7,317	7,153	0,753	0,164	CV
RDC	D5	7,317	6,938	0,753	0,379	CV

Tableau V.7 : les Tableau: L'excentricité. dans les deux sens.

V.6 Calcul 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 de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1%h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Sens X							
Story	UX	UY	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k= \delta_k- \delta_{k-1}$	1%*h	observations
ETAGE 5	0,0072	0,0011	0,007284	0,029134172	0,004865674	0,0306	CV
ETAGE 4	0,006	0,0009	0,006067	0,024268498	0,005261131	0,0306	CV
ETAGE 3	0,0047	0,0007	0,004752	0,019007367	0,006447112	0,034	CV
ETAGE 2	0,0031	0,0005	0,00314	0,012560255	0,005713358	0,034	CV
ETAGE 1	0,0017	0,0002	0,001712	0,006846897	0,004807289	0,034	CV
RDC	0,0005	0,0001	0,00051	0,002039608	0,002039608	0,034	CV

Sens Y							
Story	UX	UY	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta k= \delta_k- \delta_{k-1}$	1%*h	observations
ETAGE 5	0,0011	0,0037	0,00386	0,015440207	0,002528197	0,0306	CV
ETAGE 4	0,0009	0,0031	0,003228	0,01291201	0,00291201	0,0306	CV
ETAGE 3	0,0007	0,0024	0,0025	0,01	0,003294778	0,034	CV
ETAGE 2	0,0005	0,0016	0,001676	0,006705222	0,003406737	0,034	CV
ETAGE 1	0,0002	0,0008	0,000825	0,003298485	0,002033573	0,034	CV
RDC	0,0001	0,0003	0,000316	0,001264911	0,001264911	0,034	CV

Tableau V.7 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

V.7 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot hk} \leq 0,10$$

Sens X						
Story	pk	Δk	vk	hk	Θk	observations
ETAGE 5	4234,05	0,004866	492,2	3,06	0,01367842	CV
ETAGE 4	8144,54	0,005261	861,11	3,06	0,01626169	CV
ETAGE 3	12167,49	0,006447	1150,26	3,4	0,02005817	CV
ETAGE 2	16170,56	0,005713	1359,89	3,4	0,01998176	CV
ETAGE 1	19626,29	0,004807	1474,54	3,4	0,01881928	CV
RDC	23001,64	0,00204	1525,23	3,4	0,00904672	CV

Sens Y						
Story	pk	Δk	vk	hk	Θk	observations
ETAGE 5	4234,05	0,002528	456,23	3,06	0,00766764	CV
ETAGE 4	8144,54	0,002912	791,61	3,06	0,00979099	CV
ETAGE 3	12167,49	0,003295	1054,82	3,4	0,01117815	CV
ETAGE 2	16170,56	0,003407	1246,95	3,4	0,01299379	CV
ETAGE 1	19626,29	0,002034	1353,12	3,4	0,00867527	CV
RDC	23001,64	0,001265	1401,02	3,4	0,00610795	CV

Tableau V-8 : Vérification de l'effet dans les deux sens

V.8 Conclusion :

Aucun risque de soulèvement du bâtiment, car le poids du bâtiment étant plus grand que celui de la portance extrême. Par comparaison entre les forces horizontales dues au séisme et celle dues au vent, on remarque que le cas le plus défavorable à prendre en considération dans les calculs est le cas de l'action sismique, car elle est la plus importante.

Chapitre VI

Etude Des Portiques

VI .1 Étude des poteaux

VI.1.1 Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations

VI 1.2 Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

Combinaisons spécifiques de calcul :

- *Combinaisons fondamentales* : « 1^{er} genre » **BAEL 91**

$$\left. \begin{array}{l} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots(ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots(ELS) \end{array} \right\}$$

- *Combinaisons accidentelles* : « 2^{ème} genre » **RPA 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \text{ et } G+Q+1,2E \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s , γ_b)

Pour une situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Pour une situation courante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone I)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

- **1^{er}Genre : 1,35G+1,5Q** ⇒ [N_{max} ; M_{coresp}] → A₁

[N_{min} ; M_{coresp}] → A₂

[M_{max}; N_{coresp}] → A₃

- **2^{eme}Genre: 0,8G±E et G+Q+12E** ⇒ [N_{max}; M_{coresp}] → A₁

[N_{min}; M_{coresp}] → A₂

[M_{max}; N_{coresp}] → A₃

Combs		(45x45)
A1	N _{max}	1738,48
	M _{coresp}	3,629
A2	N _{min}	16,03
	M _{corr}	1,373
A3	M _{max}	82,921
	N _{corr}	187,07

Tableau VI.1 :Les sollicitations défavorables du 1er genre

Combs		(45x45)
A1	N _{max}	1308,90
	M _{coresp}	19,84
A2	N _{min}	285,07
	M _{corr}	5,138
A3	M _{max}	84,181
	N _{corr}	123,30

Tableau VI.2 : les sollicitations défavorables du 2eme genre

Exemple de calcul :

Poteau de rive (RDC): section (45x45) cm²

Données :

- Largeur du poteau $b= 45$ cm.
- hauteur de la section $h_t= 45$ cm.
- Enrobage $c=2,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t-c= 42,5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_c = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

-Combinaison de 1^{er} genre :

- (a) $N_{max}=1738,48KN$ $M_{corresp} = 3,629KN.m$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,0021$$

$$M_u=N_u(d-\frac{ht}{2}+e)=1738,48*(0,425-0,45/2+0,0021)=351,34 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u=1738,48 < 2324,23KN \dots \text{Condition Vérifiée} \\ M_u=351,34KN.m < 495,23 \text{ KN.m}.. \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A'_1=0$)

- (b)- $N_{min} = 16,03 \text{ KN.m}$; $M_{corresp} = 1,373KN$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,085$$

$$M_u=N_u (d-\frac{ht}{2}+e)=16,03(0,425-0,45/2+0,085)=4,57KN.m$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 16,03 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN. Condition Vérifiée} \\ M_u = 4,57 \text{ KN.m} < 6,80 \text{ KN.m... Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$)

(c) $M_{max} = 82,921 \text{ KN.m}$; $N_{corresp} = 187,07 \text{ KN}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,44$$

$$M_u = N_u (d - \frac{ht}{2} + e) = 187,07(0,425 - 0,45/2 + 0,44) = 119,72 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 187,07 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN. Condition Vérifiée} \\ M_u = 119,72 \text{ KN.m} < 176,68 \text{ KN.m.... condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$)

Armature minimal RPA99/2003

$$A_{min} = 0,007 \times 45 \times 45 = 14,17 \text{ cm}^2$$

	Com	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u TM	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (Tm)	A _{cal} (cm ²)		
(45x45)	(a)	1738,48	351,34	0	1308,90	281,41	0	14,17	8T16 A _s =16,08
	(b)	16,03	4,57	0	285,07	62,14	0		
	(c)	187,07	119,72	0	122,30	107,62	0		

Tableau VI.3 : Tableau de ferrailage des poteaux

VI 1.3 Les vérifications :

a-Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (45x45) cm² »

$$T_{\max}=60,13\text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 60,13 \times 10 / (45 \times 42,5) = 0,31 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \\ \tau_u = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3 = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- Vu : Effort tranchant de calcul

- h1 : hauteur totale de la section brute

- fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- pa : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

-St : Espacement des armatures transversales.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$; Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_L = 24 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

b.2- Calcul de l'élançement géométrique λ_g : Du RDC jusqu'au 5^{EME} ETAGE

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,40 / 0,45 = 5,28$$

$$\lambda_g = 5,95 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2") .}$$

$$\text{donc: } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 60,13 \times 10}{45 \times 400} = 1,25 \text{ cm}^2$$

on adopte **4T8 At= 2.01 cm²**

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$$0,3\% < \frac{A_t}{S_t \times b} < 0,8\% \Rightarrow 0,3\% < \frac{2,01}{15 \times 45} < 0,8 \Rightarrow 0,3\% < 0,297 < 0,8\% \quad \text{Vérifiée}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

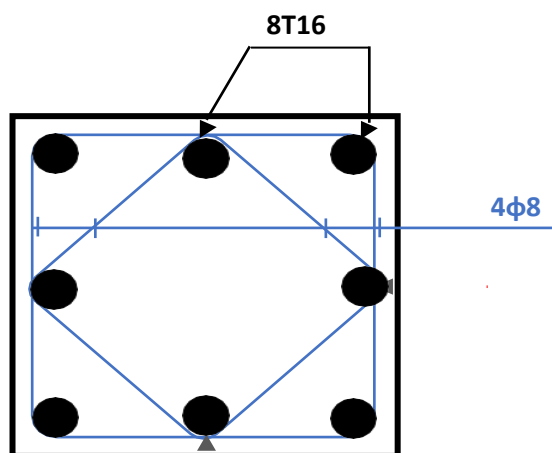
$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 45 / 400 = 0,675 \text{ cm}^2 < 4,12 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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 :

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 45 = 90 \text{ cm} \\ h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60) = \text{Max}(340/6; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 45 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$



Poteau (40x45) cm² R.DC.....5^{ème} étage

Figure VI. 4: Dessin de ferrailages des sections des poteaux

VI.2 Etude des poutres

VI .2.1 Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaison d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des Sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par

VI .2.2 Ferrailage 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.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_1
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bh_t$.
- Section d'armature maximale: $A_{max1} = 4\% bh_t$. (Zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% b h_t. \text{ (Zone de recouvrement).}$$

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone I et II

1) Sens longitudinal : « poutre secondaire » :

1.1) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	30	40	6
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	30	40	48
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	30	40	72

Tableau VI.5: le tableau suivant donne les sections min et max des poutres secondaires.

-Sens transversal : « poutre principale » :

2.1) Armature longitudinale :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	35	45	7,875
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	35	45	63
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	35	45	94,5

Le tableau V.6 : le tableau suivant donne les sections min et max des poutres principales.

Ferrailage sur appuis : On a

Exemple de calcul :

En appuis :

Données :

- Largeur de la poutre $b=35$ cm.
- Hauteur de la section $h_t=45$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9xh_t = 40,50$ cm.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.7 : représente le ferrailage en appuis du plancher R.D.C

Moment ultime M_u	M_u (KN.m)	76,959KN.m	$\mu=0,072<0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0,072	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu<\mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,0942	
Coefficient β	$\beta =1-0,4 \alpha$	0,962	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	4,94cm ²	

Donc on prend : **6T12**ce qui nous donne $A = 6,79$ cm² / ml

En travée :

Tableau VI.8 : représente le ferrailage en traves du plancher R.D.C

Moment ultime M_u	M_a	41,883 KN.m	$\mu=0,039<\mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(bxd^2xf_{bc})$	0,039	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu<\mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,050	
Coefficient β	$\beta =1-0,4 \alpha$	0,980	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s x \beta x d)$	2,66 cm ²	

Donc on prend : **6T12** ce qui nous donne $A = 6.79$ cm² / ml

Les vérifications :

-Sens transversal : « poutre principale»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t = (0,5 \times 35 \times 45) / 100 = 7,87 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 54,65 \times 10 / (35 \times 40,5) = 0,46 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \overline{\tau_u} = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,46 < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,85 ; 35 ; 14) \text{ mm}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calculs de L'espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (11,25 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

Zone courante: $S_t \leq h/2. \quad S_t \leq 22,5 \text{ cm.}$

Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm.}$

Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm.}$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,46 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 35}{0,9 \times 1 \times \frac{400}{1,15}} = 0,037 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,46}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \frac{0,165 \times b}{f_e} \frac{0,4 \times 35}{400} \text{ min}$$

De (1) et (2) : on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,795 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 54,65 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{app}} = 76,959 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 76,959 / 0,9 \times 45 \times 10^{-2} = 190,02 \text{ KN} > 54,65 \text{ KN}$$

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

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= F_b / S & \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{array} \right. \\ d'où: \bar{\sigma}_b &= 2T / ab \end{aligned}$$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$a \geq 2 \times 76,959 \times 1,15 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 31 \text{ cm.}$$

$$a = 31 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 54,65 \text{ kN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 6$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 54,65 \times 10^3 / 0,9 \times 40,5 \times 3,768 \times 6 \times 10^2 = 0,66 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{user} = 1.5 \times 2,1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{user} = 0,66 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{user} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \phi f_e / 4 \tau_s$$

Avec ϕ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,835) = 42,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 35 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon u:

$$r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,44 \text{ cm} \\ \phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,44 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40 ϕ en zone I

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 26,56 \text{ t.m} \quad A = 7,875 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 17,5y^2 + 118,125y - 4784,0625 = 0 \Rightarrow y = 13,5 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 114817,5 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K. y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{26,56 \times 10^3}{114817,5} \times 13,5 = 3,12 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \quad *$$

Tableau récapitulatif du ferrailage des différentes poutres :

Poutres Principale (de rive)								
Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	Amin (cm ²)	Acal (cm ²)	A adopter (Cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	39,01	76,959	76,959	54,65	7,875	4,94	6T14=9,24
	Travée	17,034	41,883	41,883			2,64	6T14=9,24
Etagé courante	Appuis	42,137	91,436	91,436	56,75	7,875	5,92	6T14=9,24
	Travée	18,418	53,691	53,691			3,41	6T14=9,24
Etagé commercial	Appuis	40,328	94,546	94,546	60,03	7,875	6,13	6T14=9,24
	Travée	16,657	61,233	61,233			3,9	6T14=9,24

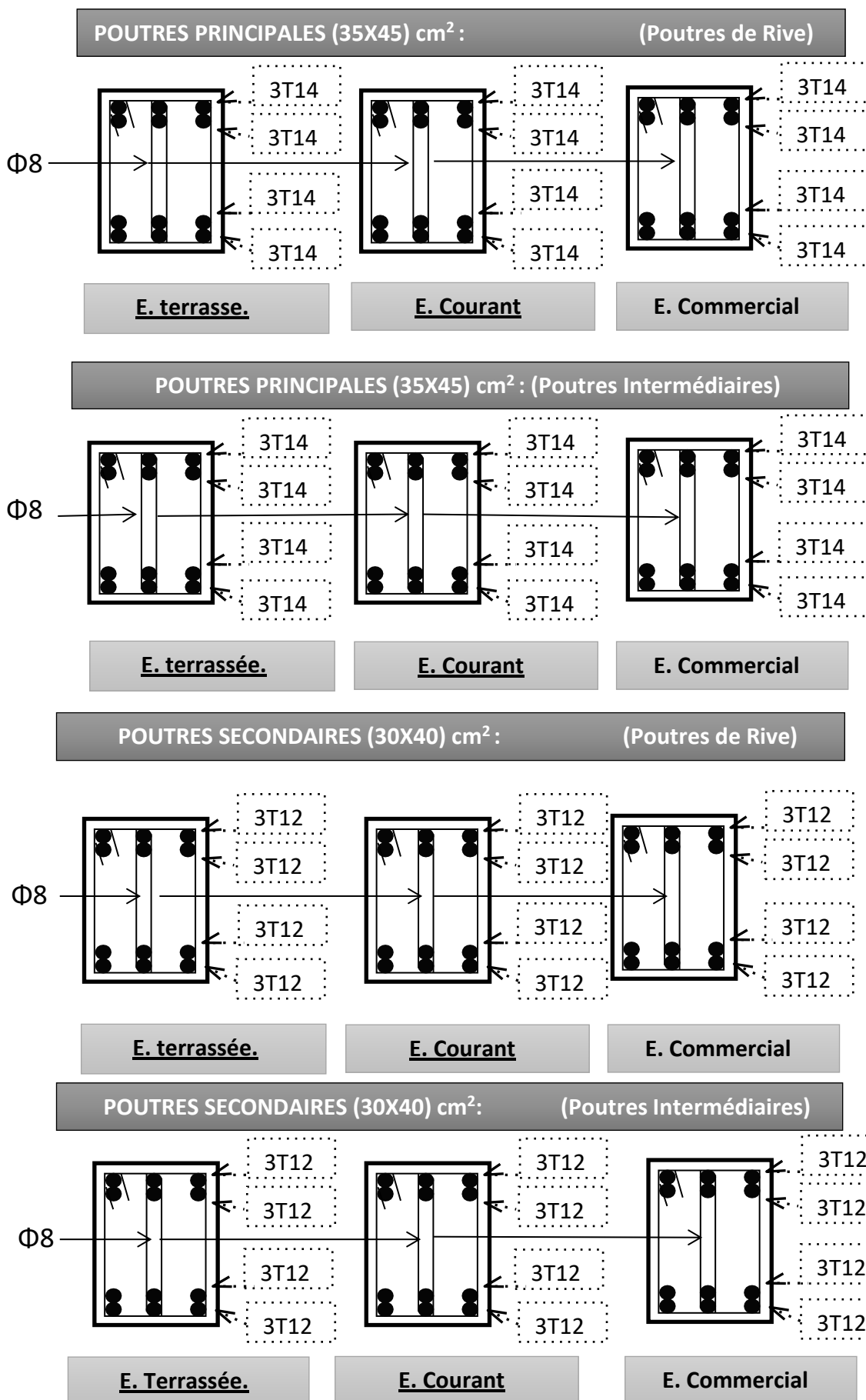
Poutres Principale (intermédiaire)								
Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	Amin (cm ²)	Acal (cm ²)	A adopter (Cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	88,417	87,354	88,417	121,36	7,875	6,67	6T14=9,24
	Travée	72,019	52,446	72,019			5,37	6T14=9,24
Etagé courante	Appuis	103,979	103,434	103,979	122,16	7,875	7,94	6T14=9,24
	Travée	60,269	47,951	60,269			4,46	6T14=9,24
Etagé commercial	Appuis	102,642	102,004	102,642	150,89	7,875	7,83	6T14=9,24
	Travée	80,765	57,472	80,765			6,06	6T14=9,24

Poutres Secondaires (de rive)								
Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de Calcul	T _{max} x (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A adopter (Cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	46,242	70,537	70,537	50,35	6	4,51	6T12= 6,79
	Travée	25,384	35,23	35,23			2,21	6T12= 6,79
Etage courante	Appuis	50,217	83,628	83,628	57,52	6	5,39	6T12= 6,79
	Travée	32,275	52,359	52,359			3,32	6T12= 6,79
Etage commercial	Appuis	46,684	88,099	88,099	52,99	6	5,69	6T12= 6,79
	Travée	28,955	52,943	52,943			3,36	6T12= 6,79

Poutres Secondaires (intermédiaire)								
Niveau	Section	Moments (kN.m)		Momen t de Calcul	T _{max} (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A adopter (Cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Terrasse	Appuis	77,597	86,651	86,651	62,56	6	5,59	6T12= 6,79
	Travée	51,047	54,881	51,047			3,75	6T12= 6,79
Etage courante	Appuis	81,991	96,663	96,663	68,44	6	6,28	6T12= 6,79
	Travée	59,664	69,906	69,906			4,47	6T12= 6,79
Etage commercial	Appuis	75,027	94,755	94,755	62,37	6	6,15	6T12= 6,79
	Travée	53,195	66,608	66,608			4,25	6T12= 6,79

Tableau VI.9 : tableau récapitulatif des ferrillages des poutres

Figure VI.10 Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires



Chapitre VII

Etude Des voiles

VII.1 Introduction :

Le voile ou 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.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur est de 3,40 m, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e/25 = 340/25 = 13,6 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il 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 structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (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).

2. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

Le 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 :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

1. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

2. Etude d'un bâtiment (RDC+5étages)

On distingue 3 cas :

- Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; 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 :

F^t/f_e ; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

$A_v =$

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .
- Troisième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3. Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 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.

4. 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 du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15% ;

- En zone courante 0,10%.

5. 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 diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

6. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u :Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.2 Ferrailage des voiles :

Exemple de calcul :

Voile axe (F-5) sens Y :

Détermination des contraintes :

Combinaison :(0,8GEYmax) :

A = 0,6575 m²

I = 0,4598 m⁴

V = 1,58 m

L = 2,725 m

N = 1205,54 KN

M=86,375KN.m

T = 59,86 KN

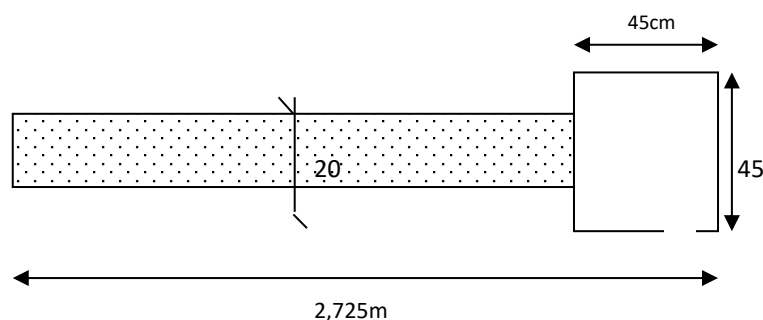


Figure VII.1. Une coupe d'un voile

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1205,54}{0,6575} + \frac{86,375 \times 1,58}{0,4598} = 2130,33 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1205,54}{0,6575} - \frac{86,375 \times 1,58}{0,4598} = 1536,71 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.2.1 Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0.15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1. Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D= 15 mm

2. L'espacement:

Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2.a ; 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40 ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

Salon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{ 1,5^x a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30 ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

3

$$\text{Donc : } St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}} \}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5.65 cm²/ml.**

Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc **$6\phi 10$ par m^2** .

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :**-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :**

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par : $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau} = \frac{T}{a.L} = \frac{59,86 \times 1,4}{0,2 \times 2,275} = \mathbf{0,184}$$

$\tau_b = 0,184 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

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 à $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} \leq 20\text{ cm} \dots\dots\text{Condition. Vérifiée.}$

$L=100\text{cm} \rightarrow L/10 = 10\text{cm.}$

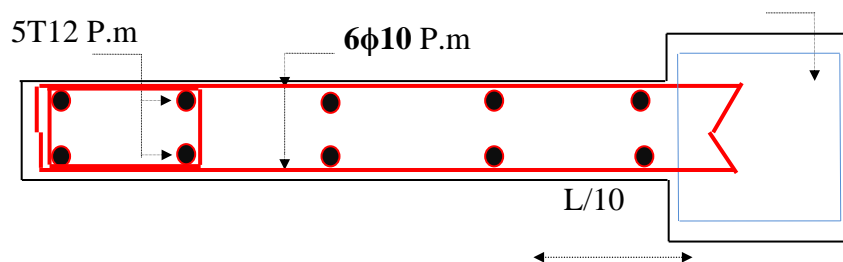


Figure VII. 2 Coupes transversales de voile.

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.2.2 Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

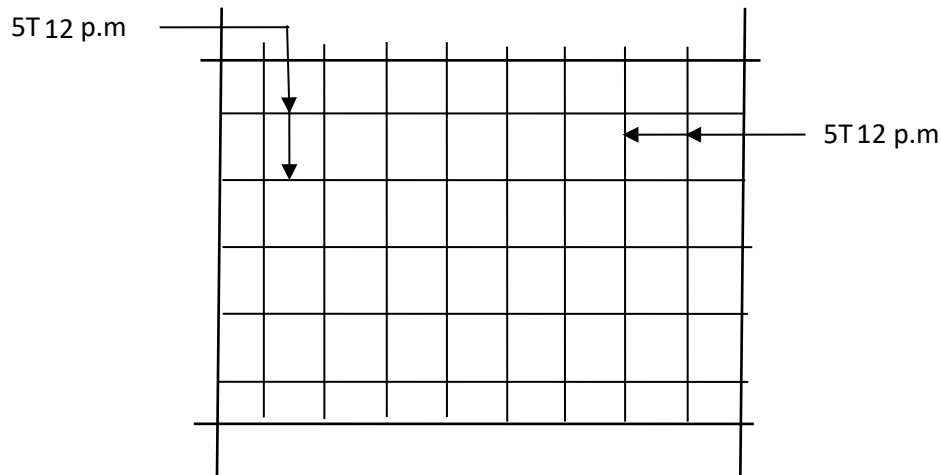


Figure. VII. 3 Vue de face de voile

Ferraillage des voiles :

Exemple de calcul :

Epaisseur du voile :

On prend: **a = 20 cm**

$$A = (a \times 1,79) + (2 \times 0,45^2) = 0,763 \text{ m}^2$$

$$I = 0,6105 \text{ m}^4$$

$$V = 0,45 + \frac{1,79}{2} = 1,345 \text{ m}$$

$$N = 852,18 \text{ KN}$$

$$M = 90,589 \text{ KN.m}$$

$$T = 36,42 \text{ KN}$$

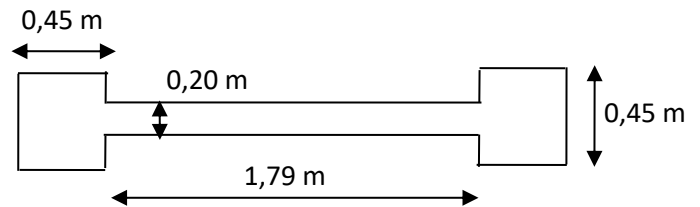


Figure-VII -4: Schéma de voile

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{852,18}{0,763} + \frac{90,589 \times 1,345}{0,6105} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{852,18}{0,763} - \frac{90,589 \times 1,345}{0,6105} = 0,92 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue". Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D= 12 mm

4. L'espacement:

Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a ; 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40 ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

Salon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30 ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

Donc : $St \leq \min \{ St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99} \}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65cm²/ml**.

VII.5.2 Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

VII.5.3 calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **6φ10 par m²**.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par : $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28}=1,25$ MPa.

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 36,42 \times 10^{-3}}{0,2 \times 1,79} = 0,142 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,142\text{MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25$ MPacondition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

V-3.4.Disposition des armatures :

1-armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20$ cm $\rightarrow St/2 = 10$ cm < 15 cm vérifiée

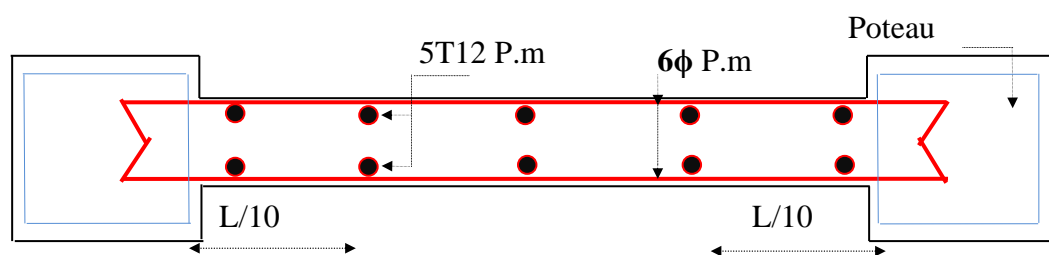


Figure. VII. 5 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.6.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.6.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

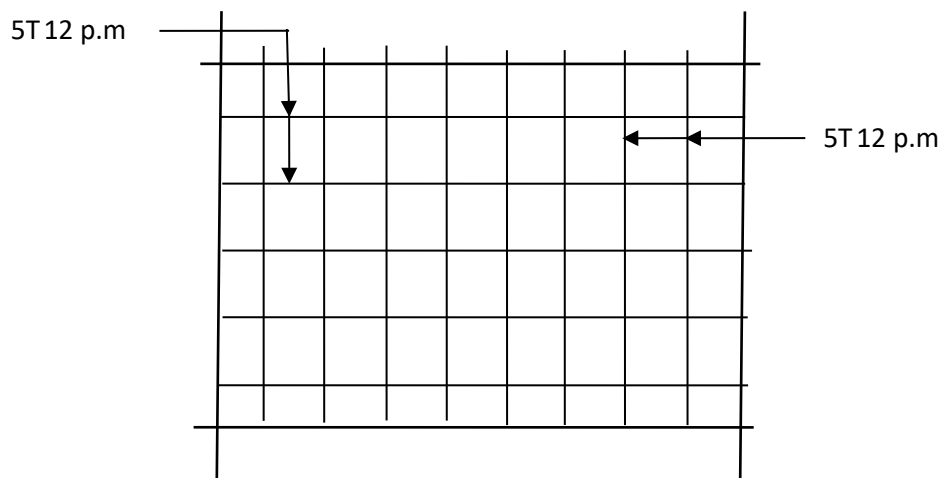


Figure. VII.6 Disposition du ferrailage du voile

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII. Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage. Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- Reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

- Dimensionnement à l'E.L.S : $G+Q$.
- Ferrailage à l'E.L.U : $1,35 G+ 1,5 Q$
- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $G\pm 0,8 E$
 $G+Q\pm E$

VIII.1.1 Choix du type des fondations :

Le cas le plus souvent pour les bâtiments élevés la transmission des charge au sol est assurer par des radiers généraux d'où les semelles isolées et semelles filantes non admit même les semelles filantes croisées a cause du chevauchement de ces éléments de genre unique ou combiné ce qu'il nous conduite de parcourir au radier générale (Voire la figure VIII.1 ci-dessous)

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 a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

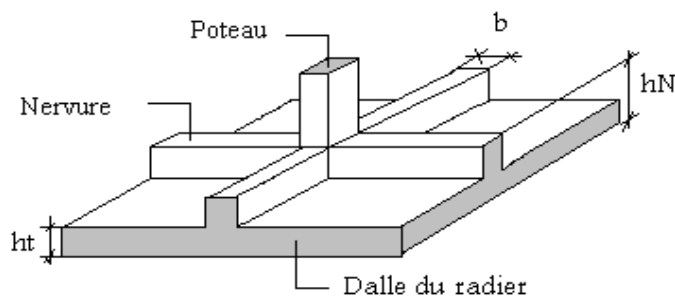


Figure VIII.1.Radier général

VIII.1.2 Calcul du radier: Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

Pré dimensionnement du radier: Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$$G_T = \sum_{rdc}^{09} G_i$$

$$Q_T = \sum_{rdc}^{09} Q_i$$

Avec G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

VIII.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol: Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise de la construction est un sol ferme.

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,25 \text{ t/m}^3$
- L'hauteur du remblai = 1,80m

Selon les calcul de notre structure faite par le logicielle Etabs, nous avons retenu comme combinaison d'actions à :

E.L.U: $N_U = 2975,58 \text{ t}$

E.L.S: $N_{ser} = 2158,54 \text{ t}$

VIII.1.4 Surface minimale du radier : Pour notre projet, on prend un débord de 50 cm de chaque cote dans les deux directions, on aura une surface d'assise : $S=371.65 \text{ m}^2$.

Épaisseur du radier (h): L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les conditions suivantes :

1^{ère} condition : Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec: V_u : l'effort tranchant ultime : $V_u = QL/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5.00\text{m}$

Q_u : $N_u/S = 2975,58 / 371.65 = 8.00 \text{ t/m}^2$

Par un mètre linéaire $Q_u \times 1\text{m} = 8.00 \text{ t/ml}$

$$V_u = 8.00 \times 5.00 / 2 = 20,00t$$

$$V_u / b \cdot d \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq V_u / 0,06 f_{c28} \cdot b = 20,00 / 0,06 \times 25 \times 10^{-2} \times 1$$

$$d \geq 0,133 \text{ m} = 13.3 \text{ cm}$$

2^{ème} condition : $L/25 \leq d \leq L/20 \Rightarrow 20 \leq d \leq 25$

$h = d + c = 25 + 5 = 30\text{cm}$; on prend : $h = 30$; $d = 25 \text{ cm}$

VIII.1.5 Dimensionnement la hauteur de la poutre de libage : Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 500/9 \leq h \leq 500/6 \Rightarrow 55.55 \leq h \leq 83.33$$

On prend comme dimension : $h = 80\text{cm}$, $d = 72\text{cm}$ et $b = 45\text{cm}$.

VIII.1.5.1 Vérification des contraintes : En tenant compte du poids du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} \sigma_s &= (\sum N_{ser} + P_{radier} + P_{remblais \text{ et herissonage}} + P_{libage} / S) + P_{dallage} + P_{revêtement} \\ &= ((2158,54 + (0,3 \times 371,65 \times 2,5) + (1,25 \times 371,65 \times 1,8) + (0,45^2 \times 2,5 \times 95)) / 371,65) + \\ &(2,5 \times 0,1) + 0,116 = 9,30 \text{ t/m}^2 = 0,930 \text{ bar} \leq \sigma_s = 2 \text{ bar} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

VIII.1.5.2 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 : $I = bh^3/12 = 0,45 \times 0,80^3 / 12 = 0,0192 \text{ m}^4$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,45\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^2$.

$$L_e = \sqrt[4]{4 \times 3216419 \times 0,0192 / 400 \times 0,45} = 6.08\text{m}$$

L_{max} : la longueur maximale entre axe des poteaux.

$L_{max} = 5.00\text{m} < (\pi/2) \cdot L_e = 9,55\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

VIII.1.5.3 Évaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$G_{radier} = \gamma_{ba} \times h = 2,5 \times 0,30 = 0,75 \text{ t/m}^2$$

$$G_{dallage} = 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2$$

$$G_{revetement} = 0,116 \text{ t/m}^2$$

$$G_{remblais} = 1,25 \times 1,8 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = 0,75 + 0,25 + 0,116 + 2,52 = 3,64 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{max} = 7,11 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 8,00 - 3,64 = 4,35 \text{ t/m}^2$$

La charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est : $Q = 6.69 \text{ t/m}^2$

VIII.1.5.4 Ferrailage du radier :

Ferrailage des dalles : Soit une dalle reposant sur 4 cotés de démentions 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 travaille suivant les deux directions.

Les moments sont données par : $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$; $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$Panneau de rive

$M_t = 0,75 M_0$Panneau intermédiaire

Moment en appuis: $M_a = 0,3 M_0$Panneau de rive

$M_a = 0,5 M_0$Panneau intermédiaire

- **2^{ème} cas :** Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans le sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.

Exemple de calcul :-

$$\alpha = l_x/l_y = 4.44/5.00 = 0.888 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0.888 \Rightarrow \mu_x = 0,046 ; \quad \mu_y = 0.778$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,046 \times 4,35 \times 4,44^2 = 3,94 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,778 \times 3,94 = 3,06 \text{ t.m}$$

Moment en travée : sens-X

$$M_{t_x \text{ int}} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 3,94 = 2,955 \text{ t.m}$$

$$\mu = 2,955 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,026$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_s = 2,955 \times 10^4 / 0,987 \times 25 \times 348 = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\Rightarrow On adopte 5T12/ml , $A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 25 \text{ cm}$

Moment en travée : sens-Y

$$M_{t_y \text{ int}} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 3,06 = 2,295 \text{ t.m}$$

$$\mu = 2,295 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,020$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_s = 2,295 \times 10^4 / 0,989 \times 25 \times 348 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\Rightarrow On adopte 4T12/ml, $A = 4,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $St = 25 \text{ cm}$

Moment en appuis : sens-X

$$M_{a_x r} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 3,94 = 1,182 \text{ t.m}$$

$$\mu = 1,182 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,010$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_s = 1,182 \times 10^4 / 0,995 \times 25 \times 348 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 4T12/ml , A=4,42cm²/ml, St= 25cm

$$M_{a_x \text{ int}} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 3,94 = 1,97 \text{ t.m}$$

$$\mu = 1,97 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,017$$

$$\beta = 0,991$$

$$A_s = 1,53 \times 10^4 / 0,993 \times 25 \times 348 = 2,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 4T12/ml , A=4,42 cm²/ml, St= 25cm

Moment en appuis : sens-Y

$$M_{a_y r} = 0,3M_{0y} = 0,3 \times 3,06 = 0,918 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,918 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,008$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = 0,918 \times 10^4 / 0,996 \times 25 \times 348 = 1,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 4T12/ml , A=4,42 cm²/ml, St= 25cm

$$M_{a_x \text{ int}} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 3,06 = 1,53 \text{ t.m}$$

$$\mu = 1,53 \times 10^4 / 100 \times 25^2 \times 14,17 = 0,013$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_s = 1,53 \times 10^4 / 0,993 \times 25 \times 348 = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ On adopte 4T12/ml , A=4,42 cm²/ml, St= 25cm

3. Ferrailage de poutre libage :

Principe de transmission des charges au libage:

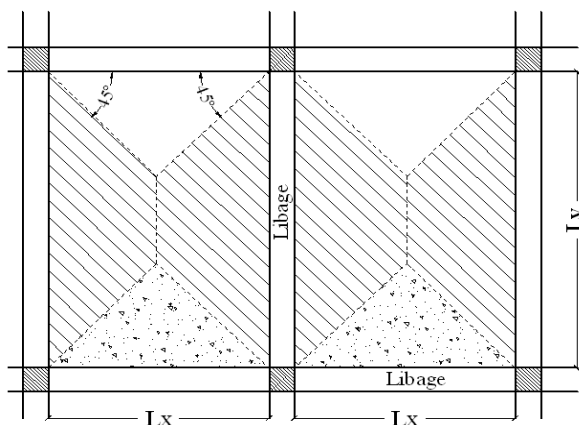


Figure VIII.2.Ligne de Rupture d'un panneau

Dans le cas où la dalle travail en deux sens la transmission des charges et surcharges aux poutres ce fait selon la ligne de rupture représenté par des lignes discontinues suivant un angle de 90° d'où chaque poutre reprendre les charge de surface au voisinage. Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par l'un des logiciels d'analyse des structures.

3.1.Calcul de la charge Q :

$$G_{poutre} = \gamma_{ba} \times h = 2,5 \times 0,80 = 2 \text{ t/m}^2$$

$$G_{dallage} = 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2$$

$$G_{revetement} = 0,116 \text{ t/m}^2$$

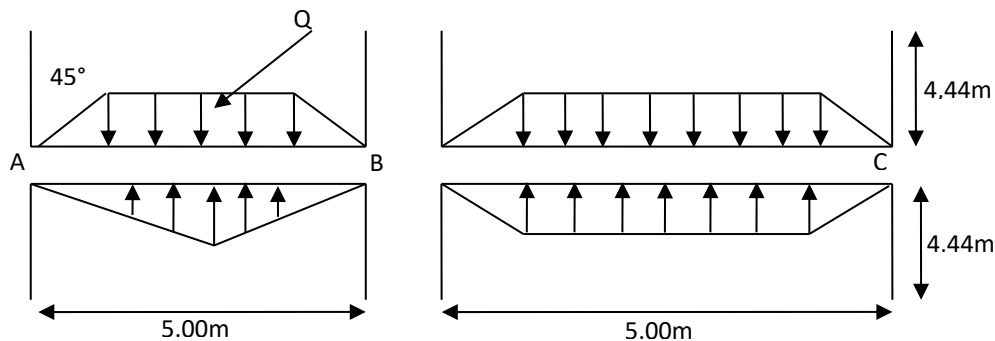
$$G_{remblais} = 1,25 \times 1,8 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = 2 + 0,25 + 0,116 + 2,25 = 4,62 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{max} = 8,00 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 8,00 - 4,62 = 3,38 \text{ t/m}^2$$

Exemple de calcul :

VIII.1.6 Poutre du sens principale :



Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture :

Calcul de (Q1 ; Q2) : C'est la charge uniforme équivalent pour le calcul des moments

Calcul de Q1 (travée AB) : $Lx_1 = Lx_2 = 5,00\text{m}$; $Ly_1 = Ly_2 = 4,44 \text{ m}$

$$Q1 = qLx [(1 - (Lx_1/2Ly_1))]$$

$$Q = 3,38 \times 5,00 [(1 - (5,00/2 \times 4,44))] = 7,38 \text{ t/m}$$

Calcul de Q2 (travée BC) :

$$Q2 = qLx [(1 - (Lx_1^2/3Ly_1^2))]$$

$$Q2 = 3,38 \times 5,00 [(1 - (5,00^2/3 \times 4,44^2))] = 9,76$$

Calcul des moments :

La méthode de trois moments :

$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 23.06t.m$$

$$a_n = b_n = 2.5 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3.L_n . M_0^{AB} = 76,86 \text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 30,5m$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,5m$$

$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} . M_0^{BC} = 101.66 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 5M_A + 2(5+5)M_B + 5M_C = -6[76,86 \times 2.5/5 + 101.66 \times 2,5/5]$$

Avec: $M_A = -0,2M_0^{AB} = -4,61t.m$

$$M_C = -0,2M_0^{BC} = -6,1t.m$$

$$\Rightarrow M_B = -24,10t.m$$

es moments en travées : $M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 8,70t.m$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 15,40 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrillage:

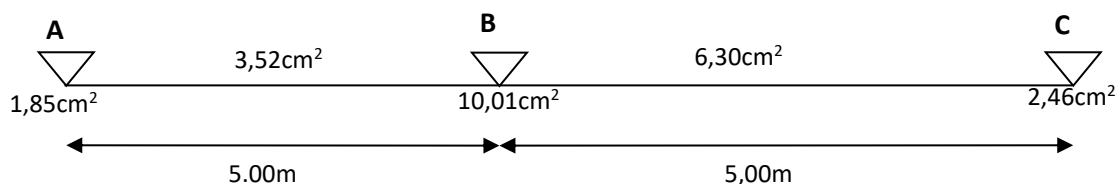
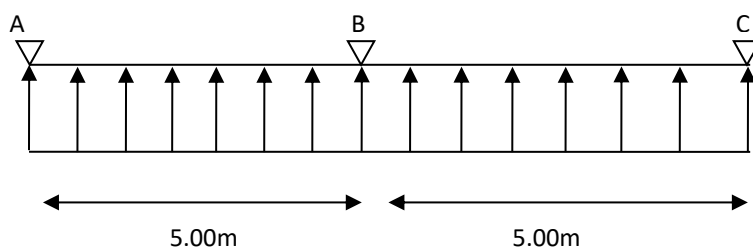
Travée (AB): $A_s = 3,52\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T14/ml soit $A_s = 6,16\text{cm}^2/\text{ml}$

Travée (BC): $A_s = 6,30\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T14+2T14/ml soit $A_s = 9,24\text{cm}^2/\text{ml}$

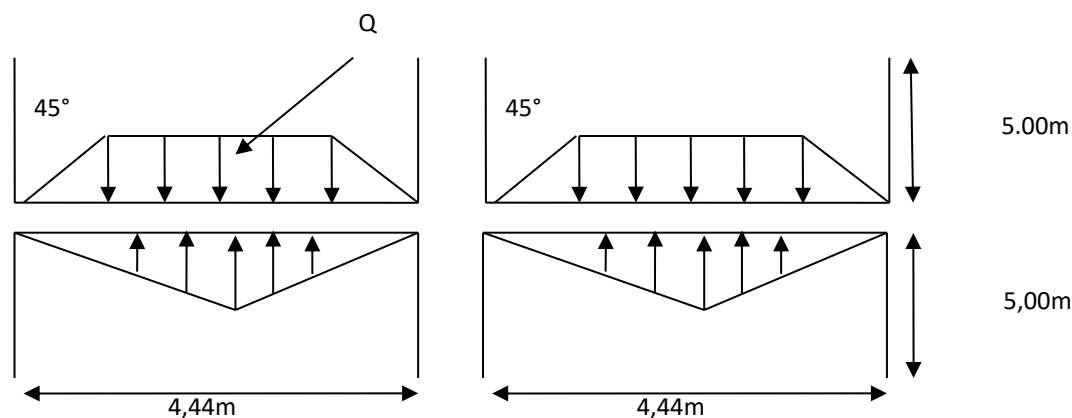
Appuis(A): $A_s = 1,85\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T12/ml soit $A_s = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$

Appuis(B): $A_s = 10,01\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 2T14+2x4T14/ml soit $A_s = 15,4\text{cm}^2/\text{ml}$

Appuis(C): $A_s = 2,46\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T12/ml soit $A_s = 6,16\text{cm}^2/\text{ml}$



VIII.1.7 Poutre du sens secondaire :



Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture :

Calcul de (Q1 ; Q2) : C'est la charge uniforme équivalent pour le calcul des moments

Calcul de Q1 (travée AB) : $L_{x1} = L_{x2} = 4,44\text{m}$; $L_{y1} = L_{y2} = 5,00\text{ m}$

$$Q1 = qLx [(1 - (Lx1/2Ly1))]$$

$$Q = 3,38 \times 4,44 [1 - (4,44/2 \times 5,00)] = 8,34\text{t/m}$$

Calcul de Q2 (travée BC) :

$$Q2 = qLx [(1 - (Lx1^2/3Ly1^2))]$$

$$Q2 = 3,38 \times 4,44 [1 - (4,44^2/3 \times 5,00^2)] = 11,06$$

Calcul des moments :

La méthode de trois moments :

$$M_0^{AB} = Ql^2/8 = 20,55\text{t.m}$$

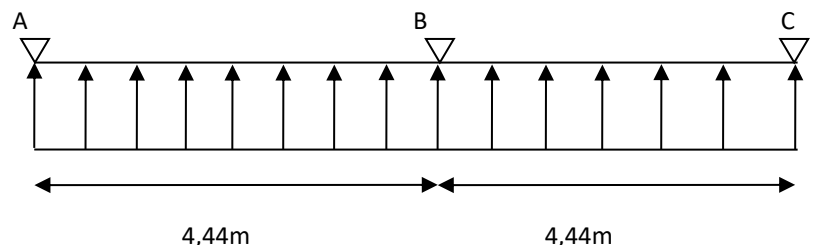
$$a_n = b_n = 2,22\text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 60,83\text{ m}^2$$

$$M_0^{BC} = Ql^2/8 = 27,25\text{t.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,22\text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 80,66\text{ m}^2$$



$$(1) \Rightarrow 4,44M_A + 2(4,44 + 4,44)M_B + 4,44M_C = -6[(60,83 \times 2,4/4,44) + (80,66 \times 2,25/4,44)]$$

Avec: $M_A = -0,2$. $M_0^{AB} = -4,11\text{t.m}$

$$M_C = -0,2 \cdot M_0^{BC} = -5,45\text{t.m}$$

$$\Rightarrow M_B = -21,51\text{t.m}$$

Les moments en travées : $M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 7,74\text{t.m}$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 13,77\text{t.m}$$

Calcul du ferrailage:

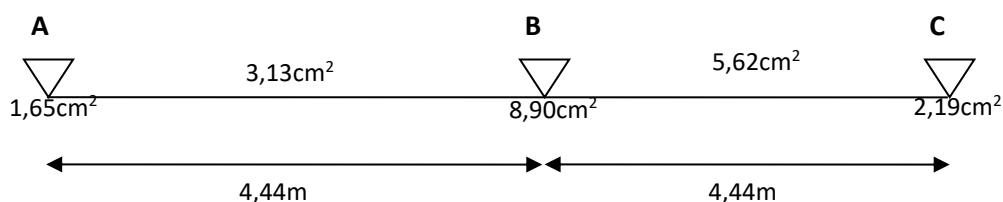
Travée (AB): $As = 3,13\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T12/ml soit $As = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$

Travée (BC): $As = 5,62\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T14+2T14/ml soit $As = 9,24\text{cm}^2/\text{ml}$

Appuis(A): $As = 1,65\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T12/ml soit $As = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$

Appuis(B): $As = 8,90\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 2x4T14/ml soit $As = 12,32\text{cm}^2/\text{ml}$

Appuis(C): $As = 2,19\text{cm}^2/\text{ml}$, on adopte 4T12/ml soit $As = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$



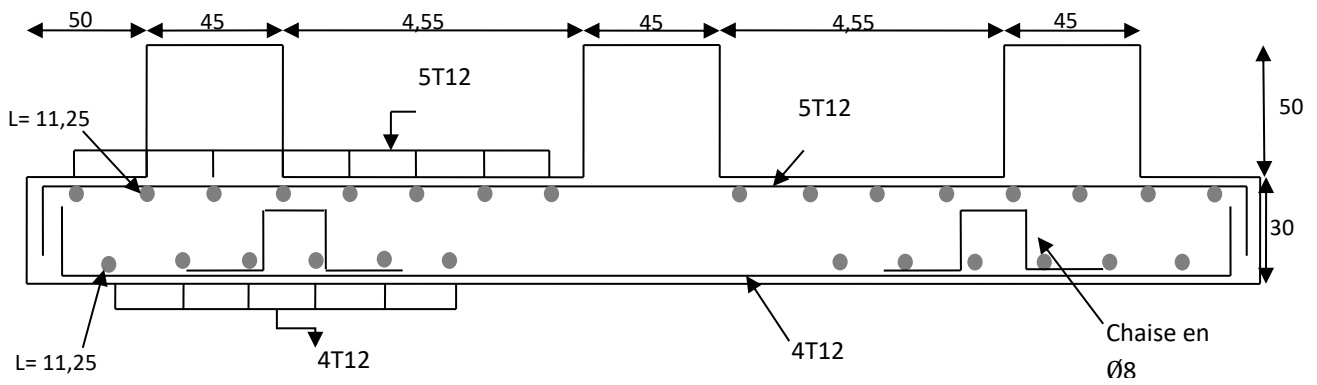


Figure VIII.3. Ferrailage du radier

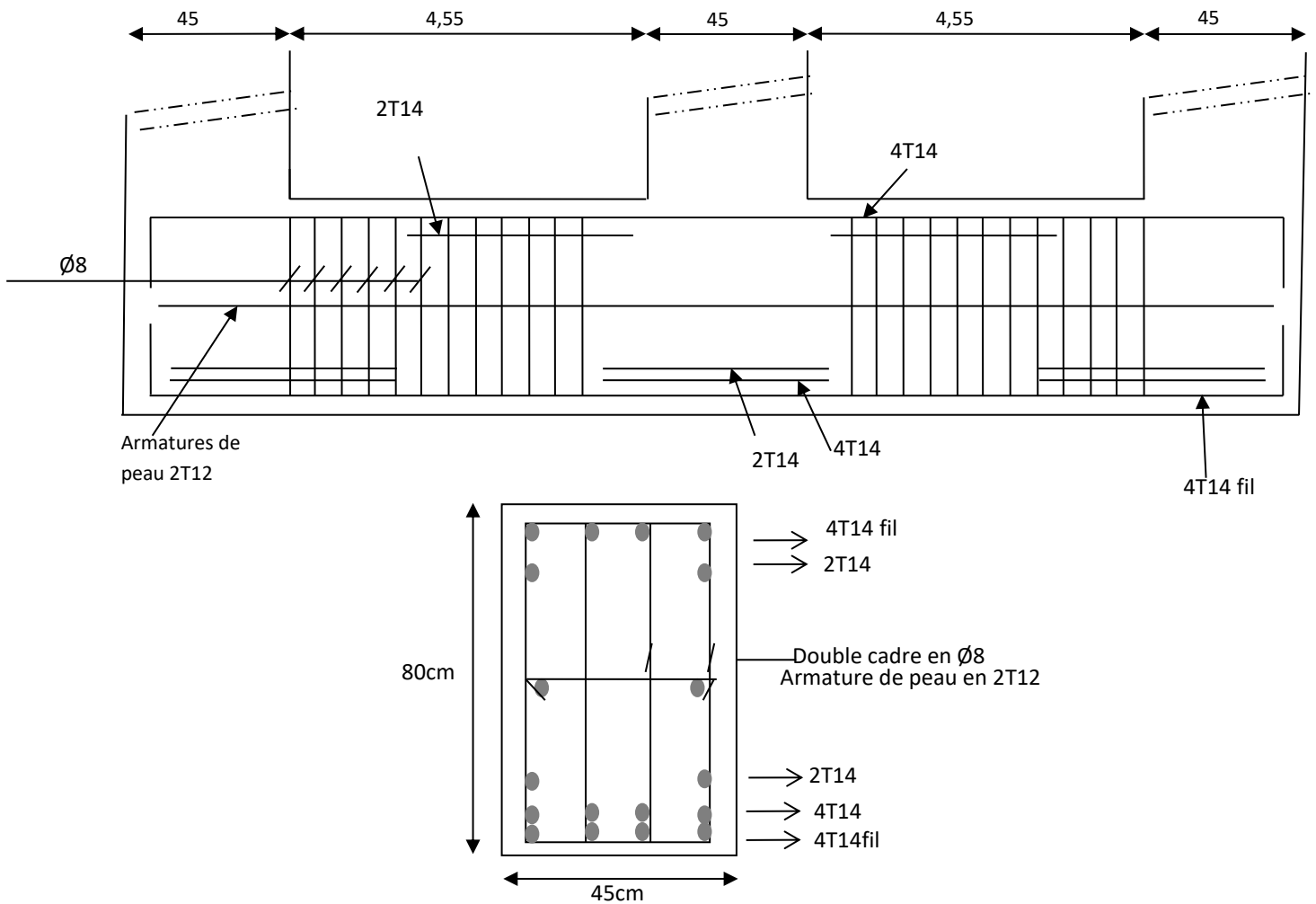


Figure VIII.4 Ferrailage de poutre libage sens

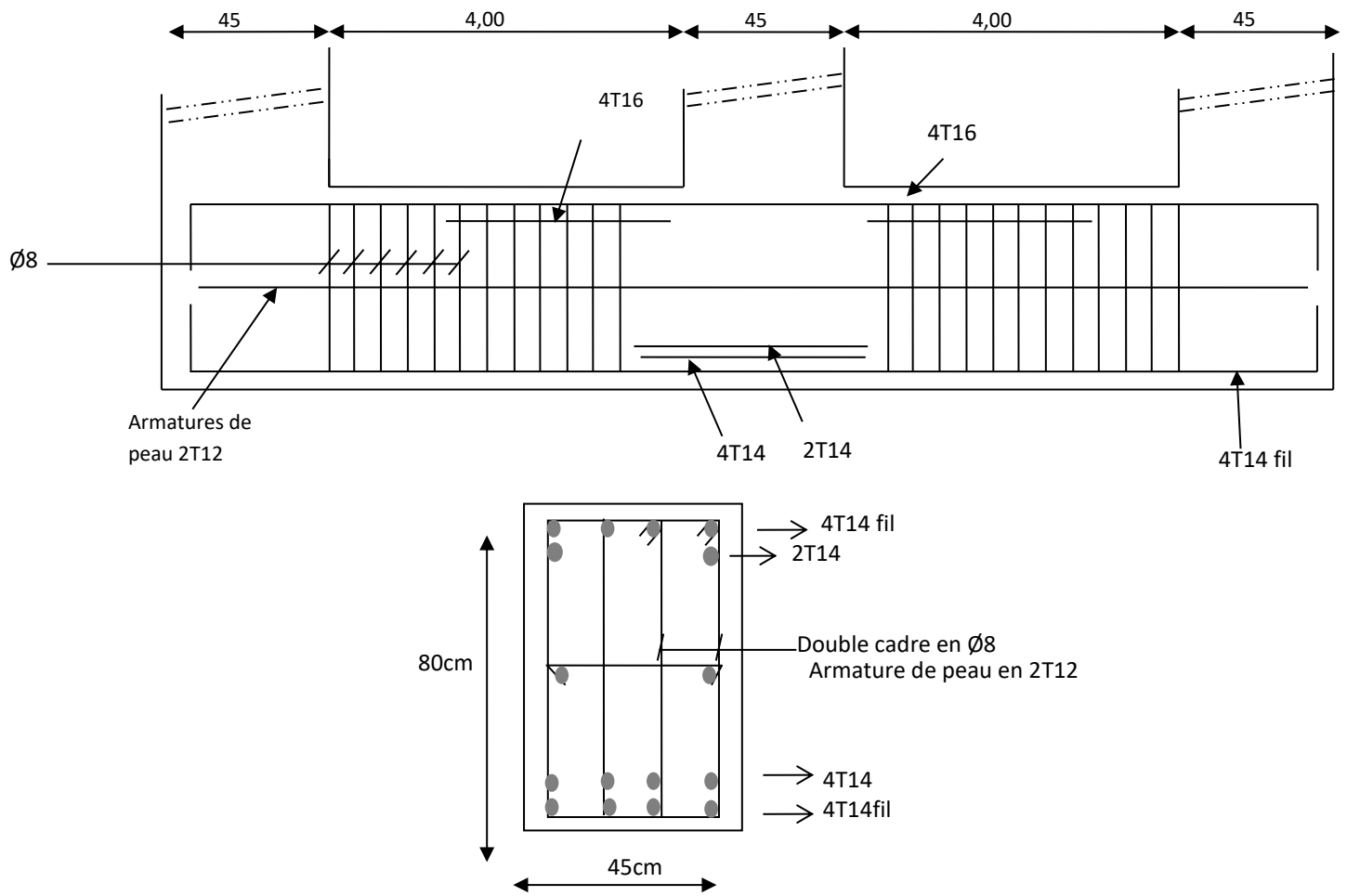


Figure VIII.5. Ferrailage de poutre libage

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude est une grande opportunité pour mettre en application les connaissances théoriques acquises durant les deux cycles d'étude (licence et master).

En effet, Cette expérience nous a aidée à mieux comprendre le domaine de la construction, connaître les étapes nécessaires de l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur. La réalisation de cette étude détaillée nous a permis de :

- les étapes de réalisation d'un projet de fin d'étude ;
- le dimensionnement des différents éléments d'un bâtiment en béton armé ;
- la maîtrise des différents codes de construction à savoir le règlement RPA99-2003, et le BAEL91-99 et CBA-93 ;
- l'application des acquisitions théoriques durant le parcours universitaire ;
- la lecture et l'élaboration des plans de ferrailage et de coffrage ;
- la modélisation et l'analyse dynamique sous l'action sismique d'une structure en béton armé.
- la manipulation des différents programmes et logiciels utilisés dans le domaine à savoir ETABS, SOCOTEC,..... ;
- Avoir des connaissances à travers les visites des chantiers et des experts dans le domaine.

L'ensemble des acquisitions sera comme un visa qui permet d'entrer au domaine professionnel sans inquiétudes.

REGLEMENTS ET LIVRES

- Règles B.A.E.L 91.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 « DTR- B.C2541 ».
- Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 » .
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4) HENRY Thonier.

MÉMOIRES

- Mémoire Day Amel , Rahmane Amina, Etude d'un bâtiment en Béton Armé à usage multiple situé à Oran (2021-2022), Université de Tiaret.
- Mémoire Telli Souhila , Taibi Sarraétude d'un bâtiment a usage usage multiple (r+9) Tiaret (2021-2022), Université Mohamed
-

Logiciels utilisés

LOGICIELS

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2015.
- SOCOTEC
- RDM-6