



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GC A/2019

Filière : Génie civil

Spécialité : STRUCTURES

Thème

Etude d'un bâtiment R+12 en béton armé à usage d'habitation

Présenté par :

- SERISSER MOHAMED EL AMINE

Soutenu le/09/2019, devant le jury composé de :

Président :	M. Bensoula Mohamed
Examineur :	M. ZELMAT YASSINE
Encadrant :	M. Moussaoui Salah Edine

Année Universitaire : 2018 / 2019

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Mes chers parents que je les remercie énormément
pour leurs sacrifices, leur soutien et leurs
encouragements durant toutes ces années ;*

Que Dieu les gardes pour moi.

Mon frère

Ma grand-mère et mon grand-père

Mes oncles et ma tante

*Toute la famille Serisser et Berrahou
Tous mes amis de promotion Génie CIVIL*

Tous mes amis ,

Tous ceux qui me connaissent.

Serisser Mohamed El Amine

Remerciment

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles

Nous remercions vivement, le promoteur Mr Berrahou yacine de nous avoir prise en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

*On remercie Mr.Moussaoui de nous avoir aidé à réaliser ce travail.
Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.*

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

sommaire

Chapitre I :présentation du projet

I.1. Introduction.....	01
I.2. Implantation de l'ouvrage	03
I.3. Présentation du bâtiment.....	03
- I.3.1. Dimensions en élévation.....	03
- I.3.2. Dimensions en plan.....	05
I.4. Conception de la structure:.....	05
- I.4.1. Ossature de l'ouvrage.....	05
- I.4.2. Plancher.....	05
a. Planchers corps creux.....	06
b. Planchers dalle pleine.....	06
-I.4.3. Escalier	06
-I.4.4. Maçonnerie.....	06
-I.4.5. Revêtement	07
-I.4.6. Acrotères	07
-I.4.7. Gaine d'ascenseurs :	07
-I.4.8. isolation :	07
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol :.....	08
I.6. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :.....	08
I.6.1. le béton	08
I.6.2. Acier	09
I.7 : Les hypothèses de calcul:.....	10

chapitre II : Pré - dimensionnement des éléments

II.1.	
Introduction.....	11
II.2. les poutres :.....	11
- II.2.1 Les poutres principales :	11
-II.2.2. Les poutres secondaires :	11
II.3. les planchers :	12
II.3.1. Dalle pleine :	12
II.3.2. Balcon :	14
II.3.3. Plancher à corps creux :	14
II.4.descente des charges :	15
-II.4.1. introduction :	15
-II.4.2.plancher terrasse non accessible :	16
-II.4.3.plancher sous –sol , RDC étage courant :	17
-II.4.4.dalle de balcon :	18
-II.4.5.mur en maçonnerie :	18

-II.4.6.L'ascenseur :	19
-II.4.7.Escalier :	19
-II.4.8. charges d'exploitation :	19
II.5. pré-dimensionnement des poteaux :	20
-II.5.1 :principe :	20
-II.5.2.étapes de pré-dimensionnement des poteaux	20
-II.5.3. loi de dégression des surcharges :	21
-II.5.4.méthode de calcul :	21
-a. Condition de résistance	22
-b. Condition de stabilité de forme : (critère de flambement)	22
-c. Condition imposées par le RPA99/ v2003 :	23
-II.5.5. calcul de la section de poteau :	23
-II.5.5.1.détermination de la surface afférente	23
-II.5.5.2. exemple de calcul :	23
II.6. pré-dimensionnement des voiles :	25
-II.6.1.les voiles de contreventement :	25
-II.6.2.les voiles périphériques de sous -sol:	25
II.7. pré-dimensionnement des poutrelles	26
II.8. pré-dimensionnement de l'acrotère.....	26

chapitre III : étude des planchers

III.1. Introduction.....	27
III.2. Calcul des planchers.....	27
-III.2.1.Plancher à corps creux.....	27
-III.2.2. ferrailage de la dalle de compression	27
a. Armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp} :	27
b. Armatures perpendiculaires aux nervures A_{\parallel} :	28
-III.2.3.etudes des poutrelle	28
-III.2.3.1.evaluation des charges	28
-III.2.3.2.type de poutrelle	29
-III.2.3.3 méthode de calcul	29
-III.2.3.3.1 méthode forfaitaire.....	29
-III.2.3.4.calcul de poutrelle.....	31
-III.2.3.5 : Ferrailage des poutrelles:	41

chapitre IV : étude des éléments secondaires

IV. 1. Etude d'escalier :	45
- IV. 1 .1 .Pré dimensionnement :	45
- IV. 1.2 .Escalier sous-sol :	46
-IV. 1.3.Escalier d'étage courant :	50
-IV. 1.3. 1.Calcul de ferailage :	57
IV. 2. Etude de l'acrotère :	60
-IV.2.1 Combinaisons d'action:	60
-IV. 2.2.Calcul de l'excentricité :	61
-IV. 2 .3.Détermination du ferrailage :	61
IV. 3. Etude du balcon :	63

chapitre V : étude des éléments secondaires

VI .1 .Introduction :	68
V. 2. Caractéristiques dynamiques propres	68
V.3.Modélisation de la structure	69
V.4.Modélisation de la rigidité	69
V.5.Modélisation de la masse	69
V.6. Etude sismique	70
-V.6.1.Introduction	70
-V.6.2.Choix de la méthode de calcul	70
-V.6.2.1. La méthode statique équivalente	70
-V.6.2.2. La méthode modale spectrale	70
-V.6.3 .Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	72
- V.6.4.Vérification des déformations :	79

chapitre VI : étude des éléments résistants

VI .Introduction :	82
VI .1. Ferrailage des poteaux	82
VI.2Ferrailage des poutres	93
Vi.3 Ferrailage des voiles	107

chapitre VII : étude des fondations

II.1. Introduction	115
II.2. Choix du type de fondation	115
II.3. Etude du radier général :	116
//.3.1. Dimensionnement du radier	116
//.3.2. Dimensionnement des nervures :	118
II.4. Vérification de la stabilité	121

Conclusion	123
------------	-----

Références bibliographiques

Chapitre II : Pré - dimensionnement des éléments

Tab.II.2 Décente des Charges du plancher.....	16
Tab.II.3 Charges du plancher étage courant.....	17
Tab.II.4. Charges du plancher RDC et sous-sol.....	18
Tab.II.5. Evaluation des charges permanentes de mur intérieur.....	18
Tab.II.6. Evaluation des charges permanentes de murs extérieur.....	18
Tab.II.8. Evaluation des charges permanentes d'Escalier (palier).....	19
Tab.II.9. Evaluation des charges permanentes d'Escalier (paillasse).....	19
Tab.II.10. Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges.....	20
Tab.II.11. Evaluation des charges.....	21

chapitre III: : étude des planchers

Tab. III.1. calcul les charge.....	32
Tab.III. 2 :calcul les moment suivant la méthode de forfaitaire ELU.....	33
Tab.III .3 : calcul les moment suivant la méthode de forfaitaire ELS.....	34
Tab.III .4. Calculs par la Méthode Forfaitaires.....	36
Tab.III .5.Calcul des moments à l'ELU (kn.m).....	37
Tab.III .6.Calcul des moments à l'ELS (kn.m).....	38

chapitre IV: : étude des éléments secondaires

Tab.IV.1 : les charges d'escalier.....	45
Tab. IV.2 :récapitulatif de M et T de la dalle pleine.....	64

chapitre V : étude sismique

Tab.V. 1: Pénalités du facteur de qualité.....	72
Tab.V. 2:Périodes et taux de participation massique.....	74
Tab.V. 3:comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....	75
Tab.V. 4:Périodes et taux de participation massique.....	76
Tab .V.5:comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....	76
Tab. V.6:Périodes et taux de participation massique.....	77
Tab.V.7:comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....	78
Tab.V. 8: vérification de l'effort tranchant à la base.....	78
Tab.V.9: Vérification des déformation.....	79
Tab.V.10: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX.....	80
Tab.V. 11: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY.....	81

chapitre VI: calcul des éléments résistants

Poteau:

Tab.VI.12: Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinale des poteaux.....	89
Tab.VI. 13: Tableau récapitulatif du ferrailage transversale des poteaux.....	91

Pouter:

Tab VI.14: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres :	99
--	----

voile:

Tab VI.15: caractéristiques géométriques des voiles.....	109
Tab VI. 16: les efforts agissent sur les voiles.....	109
Tab VI. 17: Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal.....	112
Tab VI. 18: Tableau récapitulatif de ferrailage transversal.....	113

chapitre VII: calcul des fondations

Tab VI. 19 :surfaces des semelles isolées et filantes.....	116
Tab VI. 20: sollicitations des nervures.....	118
Tab VI. 21: ferrailage des nervure.....	118
Tab VI. 22: les efforts agissent sur le radier générale.....	120
Tab VI. 23: ferrailage du radier générale et Débord.....	120
Tab VI. 24: verification de la stabilité sous la combinaison $0.8G \pm E$ (sens longitudinale)	122
Tab VI. 25:verification de la stabilité sous la combinaison $G+Q+E$ (sens longitudinale)	122

RÉSUMÉ

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué de sous sols, un rez de chaussée + 12 étage implanté dans la wilaya de mostaganem Cette étude se compose de quatre parties.

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le redimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ETABS version 2017 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

En tenant compte des recommandations du BAEL91 ,modifiée99 et les règlements parasismiques algérien RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS 2017, Socotec, RPA 99/2003,BAEL91.

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى ذو شكل منتظم متعدد الاستخدامات يتكون من الطوابق السفلية ، الطابق الأرضي + 12 الطابق الموجود في ولاية مستغانم تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء.

-الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض الجانب المعماري لعناصر المبنى ، ثم تغيير حجم الهيكل وأخيراً نزول الرسوم.

-تم تخصيص الجزء الثاني للعناصر الثانوية (عوارض الدرج والألواح الصلبة و.acroterium).

-بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بإصدار ETABS لعام 2017 لتحديد الأحمال المختلفة بسبب الأحمال (الحمل الدائم والتشغيل والحمل الزلزالي).

-الجزء الأخير يشمل تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس ، المشاركات ، الحزم).

مع الأخذ في الاعتبار توصيات BAEL91 ، المعدلة 99 واللوائح الزلزالية الجزائرية. RPA 99/2003 الكلمات الأساسية: مبنى ، خرساني ، ETABS 2017 ، Socotec ، RPA 99/2003 ، BAEL91.

This project presents a detailed study of a building of regular form of multiple use consisting of basements, a ground floor + 12 floor located in the wilaya of mostaganem

This study consists of four parts.

-The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements, then the resizing of the structure and finally the descent of the charges.

- The second part was devoted to secondary elements (the staircase beams, solid slabs and the acroterium).

- The dynamic study of the structure was started in the third part by ETABS version 2017 to determine the different loads due to loads (permanent load, operating and seismic load).

-The last part includes the reinforcement of the different resistant elements of the structure (foundation, posts, beams).

Taking into account the recommendations of BAEL91, modified99 and Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Key words: building, concrete, ETABS 2017, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

Introduction général

1) Introduction :

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela,

il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu .

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment de forme régulière en béton armé à usage d'habitation .implanté dans une zone de moyenne sismicité .comportant un sous-sol + RDC + et 12 étages réalisé à Mostaganem.

Introduction général

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le 1ere chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le 2ème chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des planchers.
- le 4 ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les balcons) .
- Le 5ème chapitre portera sur l'étude sismique et dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS .
- Le 6ème chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux(tel que les poteaux , les poutres et les voiles), fondé sur les résultats du logiciel ETABS .
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

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 ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage:

L'ouvrage est un bâtiment à usage multiple (sous-sol+RDC+12 étages) en béton armé composé d'un sous-sol et un rez-de-chaussée destiné à être parking et 12 étages à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à la wilaya de Mostaganem, zone classée par le règlement parasismique Algérien (RPA99 ver 2003) comme une zone de moyenne sismicité « Zone IIa ».

I.3. Présentation du bâtiment:

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+12 en béton armé composé :

- un sous-sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- 12 étages à usage d'habitation avec 4 logements par niveau : 4F4

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- Le site est considéré comme ferme (S2).

I.3.1. Dimensions en élévation:

- | | |
|------------------------------|------------|
| • Hauteur totale de bâtiment | H = 43.18m |
| • Hauteur de RDC | h = 3.40m. |
| • Hauteur des étage courant | h = 3.06m. |
| • Hauteur des sous-sol | h = 3.06m. |

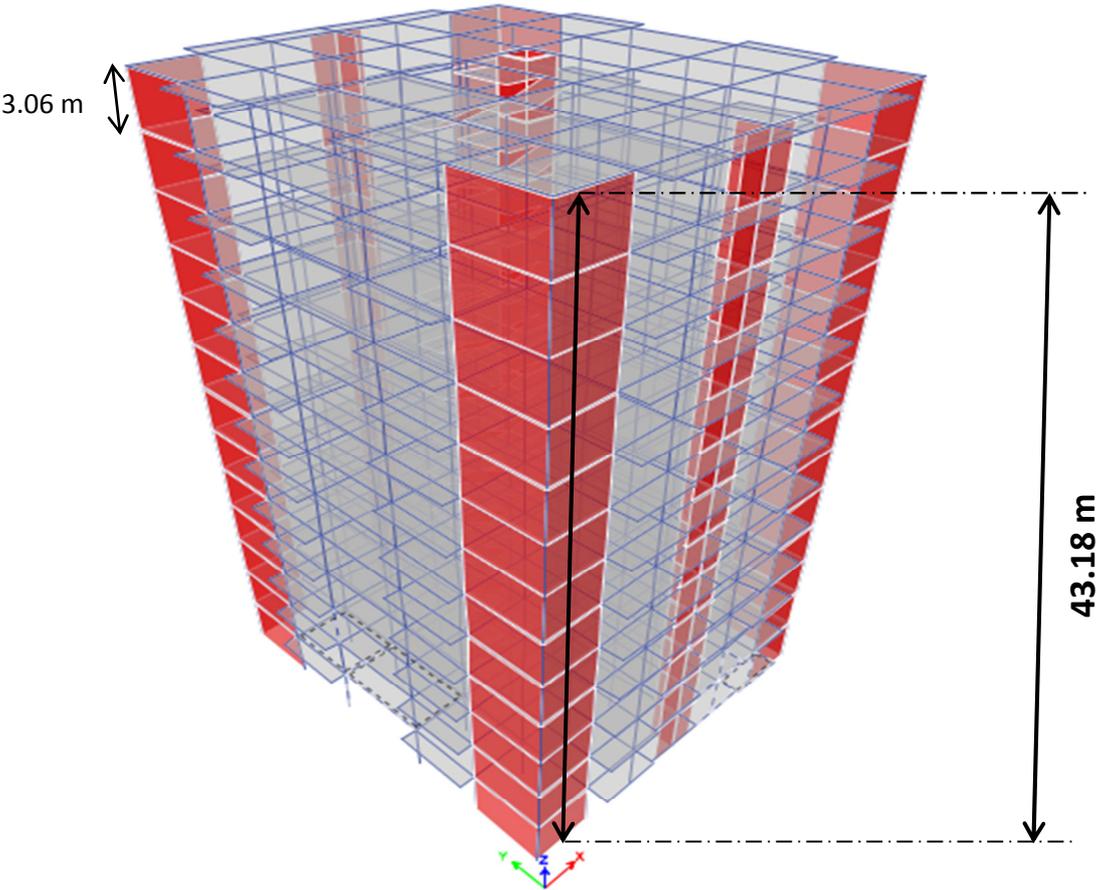


Figure I-2 : Dimensions en élévation

I.3.2. Dimensions en plan:

La structure présente une forme de carré , dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après:

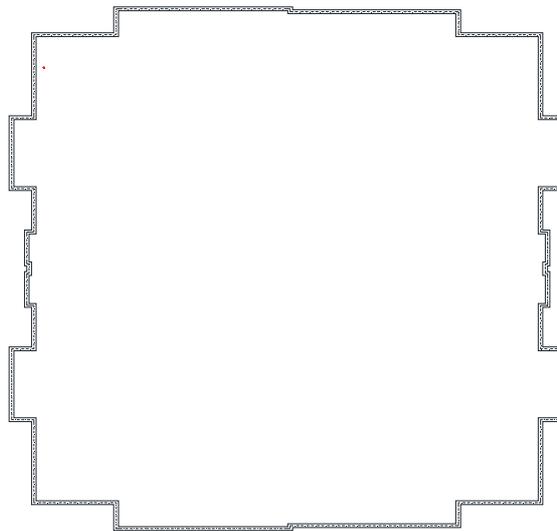


Figure I-2 : Dimensions en plan

- **Sens longitudinal :.....L = 22.32 m.**
- **Sens transversal :L=24.10 m.**

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 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 :

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

a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 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 les raisons suivantes :

- 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).

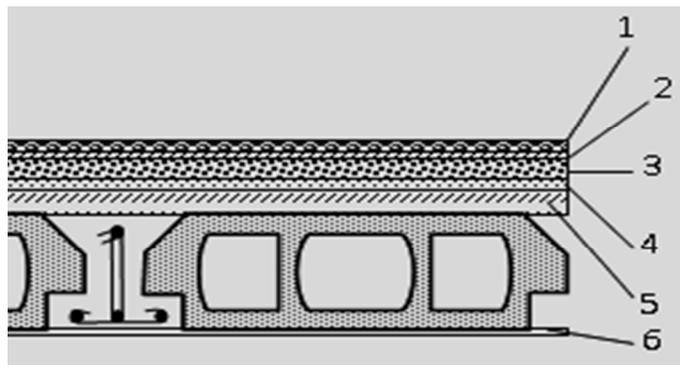


Figure I-3: Plancher à corps creux

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

1.4.3. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

1.4.4. Maçonnerie :

On distingue :

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

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

a- Murs extérieurs :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

b- Les murs intérieurs :

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.



Figure I.4: Brique creuse

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.6. Acrotères :

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

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. isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de.

1.5. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble. Et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

1.6. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :**1.6.1. le béton :**

le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par grosseur des granulats employés.

Le dosage qui est le poids, exprimé en kilogrammes, du ciment utilisé par mètre cube du béton mis en œuvre est, pour le béton armé, généralement compris entre 300 et 400 kg.

- **Masse volumique** : la masse volumique des bétons courants est comprise entre **2200 kg/m³** et **2400 kg/m³**.
- **Coefficient de dilatation** : le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et est égal à 10^{-5} .
- **Retrait hygrométrique** : au cours de sa vie le béton subit une variation de volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : c'est le retrait.
- **Fluage** : c'est un retrait sous charge.

✓ **Résistance caractéristique à la compression :**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à 28 jours et est noté f_{c28} .

La résistance caractéristique d'un béton d'âge inférieure à 28 jours ($j \leq 28$) est :

$$\blacklozenge f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa .}$$

$$\blacklozenge f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa .}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa (béton à usage courant)}$$

si on dispose que de la résistance caractéristique à 28 jours (f_{c28}), on peut admettre pour les grandes valeurs d : $f_{cj}=1.1 f_{c28}$

- ◆ **Résistance caractéristique à traction** : la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est prise égale à :

$$f_{tj}=0.6+0.06 f_{c28} \quad \text{avec} \quad f_{t28}=2.1 \text{ MPa .}$$

le module de déformation longitudinal est donné par :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané du béton à j jours est :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad \text{avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée à j jours est :

$$E_{vj} = 37000(f_{cj})^{1/3} \quad \text{avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

Coefficients de poisson :

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).

1.6.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

❖ Contrainte limite :

▪ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure (2.2).

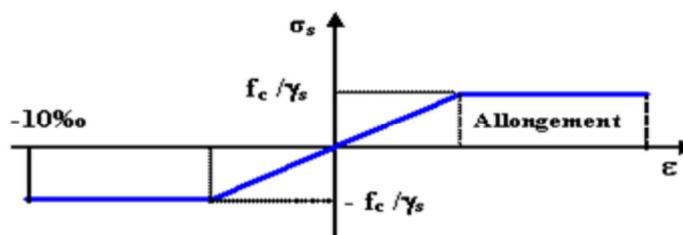


Figure I.5 : diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

▪ Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
 - Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 t_j f_t \eta)$.
 - Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2 f_e, 90 t_j f_t \eta)$.
- η : Coefficient de fissuration. $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
 $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

1.7 : Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : H.A, $f_{eE} = 400 \text{ MPa}$.
 - transversales : on a choisi le : R.L, $f_{eE} = 235 \text{ MPa}$.
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : H.A , $f_{eE} = 500 \text{ MPa}$.

II -Pré - dimensionnement des éléments :

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants .il sera fait selon les règles du BAEL.91 et RPA99/ version2003.

Pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter le surplus d'acier et le béton.

II.2. les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres :

❖ Les poutres principales :

-Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.

-Elles Supportent la dalle.

❖ Les poutres secondaires (Chainages) :

-Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.2.1 Les poutres principales :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \text{ Avec :}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

$$L = 6.10 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{610}{15} < h < \frac{610}{10}$$

10

$$40,66 \leq h \leq 61$$

on prend : **h= 45 cm ; b=30cm**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifié}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h=45\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifié}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{45}{30} < 4 \quad \text{condition vérifié}$$

II.2.2. Les poutres secondaires :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \text{ Avec :}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

$$L = 3.60 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{360}{15} < h < \frac{360}{10} \rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

on prend : **h= 35 cm ; b=30cm**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$b \geq 20\text{cm}$ $\rightarrow b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifié

$h \geq 30\text{cm}$ $\rightarrow h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifié

$\frac{h}{b} < 4$ $\rightarrow \frac{35}{30} < 4$ condition vérifié

II.3. les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables). Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- 1- résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- 2- reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles périphérique et répartition de ces efforts sur éléments porteurs.
- 3- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
- 4- protection des personnes contre les risques d'incendie.

II.3.1. Dalle pleine :

Puisque notre bâtiment à une charge importante, on a choisi d'adopter pour le premier plancher (haut du sous-sol) une dalle pleine qui résiste mieux aux effets des efforts horizontaux (séismes) que les planchers à corps creux.

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par

L_x : La plus petite portée du panneau de dalle.

L_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

❖ La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens

Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte selon deux directions

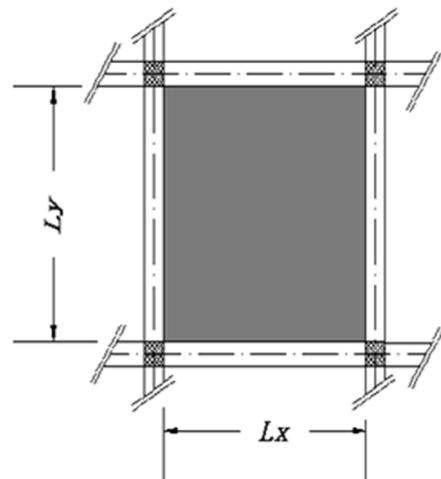


Fig.II.1. Dimensions d'un panneau de dalle.

➤ **conditions de résistance à la flexion :**

$$L_x = 3.20 \text{ m} ; L_y = 6.10 \text{ m}$$

$$\frac{3.60}{6.10} = 0.59 \rightarrow \rho > 0,4$$

- c'est une dalle qui porte suivant les deux sens et uniformément répartie

Selon BAEL :

$$\frac{L_x}{50} \leq ed \leq \frac{L_x}{40}$$

- $\frac{360}{50} \leq ed \leq \frac{360}{40}$
 $\rightarrow 7.2 \text{ cm} \leq e_d \leq 9 \text{ cm}$

On prendra : $e_d = 8 \text{ cm}$

➤ **La condition d'isolation acoustique :**

Contre les bruits aériens ; $2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow e_d = 14 \text{ cm}$.

Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow e_d = 16 \text{ cm}$.

➤ **La condition de la sécurité incendie :**

$e_d = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e_d = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

• **Conclusion :**

Pour satisfaire aux différentes conditions précédentes on adoptera comme épaisseur Pour la dalle pleine de : **$e_d = 16 \text{ cm}$** .

II.3.2. Balcon :

$$l_y = 7 \text{ m}$$

$$l_x = 1.2 \text{ m}$$

$$\frac{120}{700} = 0.171 \rightarrow \rho < 0.4$$

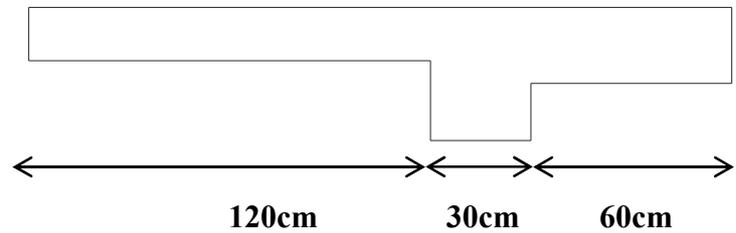


Fig.II.2 dimension d'un balcon .

c'est une dalle qui porte suivant un seul sens

$$ed \geq \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

On prend : $ed = 15 \text{ cm}$

II.3.3. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (de coffrage) : les corps creux en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduire le poids du plancher.
- ❖ Raison économique

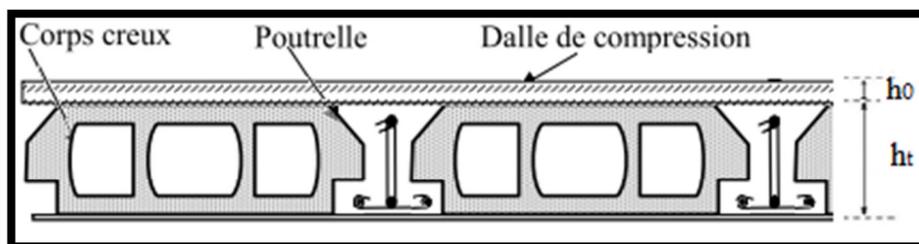


Fig.II.3. plancher à corps creux.

h_t : épaisseur total du plancher

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

$L=318$ cm

$$\text{On a: } L = 318 \text{ cm} \Rightarrow \frac{318}{25} \leq h \leq \frac{318}{20}$$

$$\Rightarrow 12.72 \text{ cm} \leq h_t \leq 15.9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{On prendra : } ht = (16+4) = 20\text{cm}$$

- $h_0 = 4$ cm : épaisseur de la table de compression.
- $h_{cc} = 16$ cm : épaisseur du corps creux.

Conclusion :

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

1- pour les planchers à corps creux $e = 20$ cm., ce qui nous donne un plancher Constitue de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm

2- pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm pour les balcons et une épaisseur de 16 cm pour plancher à dalle pleine

II.4.descente des charges :

II.4.1. introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus pars des charges revenant à chaque élément de la structure. On aura à considérer :

- le poids propre de l'élément
- la charge du plancher qu'il supporte
- la part de cloisons réparties qui lui revient
- les éléments secondaire (escalier, acrotère...)

II.4.2.plancher terrasse non accessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté couches de protection en forme pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales .comme il est indiqué par la figure suivante :

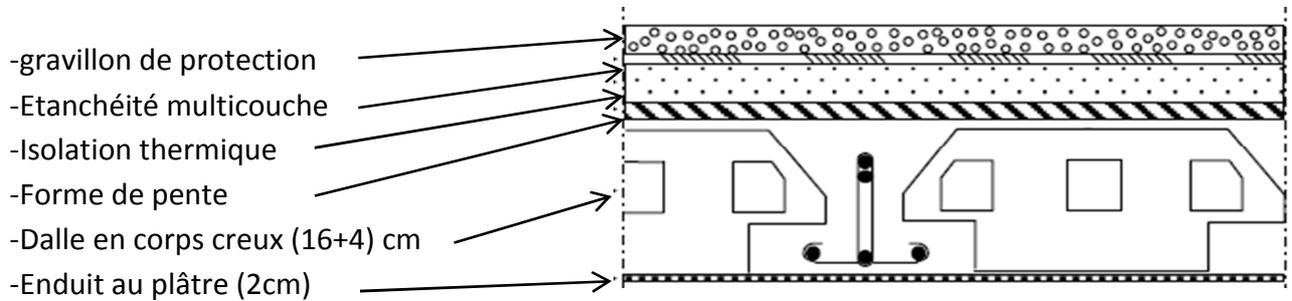


Fig.II.4. Coupe transversale du plancher terrasse.

Calcul de la forme de pente :

$$\begin{aligned}
 & \text{tg}\alpha = H/L = 0.01 \dots\dots\dots 1\% \\
 & H = 0.01 \times L \\
 & H = 0.01 \times 2470 = 24.70 \\
 & H_{\text{moy}} = H/2 + 4 = 16.35\text{cm}
 \end{aligned}
 \quad \Rightarrow \quad \text{on prend PH} = 16 \text{ cm}$$

Charge permanentes :

Tab.II.2 Decente des Charges du plancher

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Gravier roulé de protection	2	20	0.4
Etanchéité multicouche 36s	2	6	0.12
Forme de pente en béton 1%	16	22	3.52
Isolation thermique polystyrène	4	10.60	0.43
Plancher à corps creux	16+4	/	2.80
plâtre	1	12	0.12
Charges permanentes			G=7.39 KN/m²

II.4.3.plancher sous –sol , RDC étage courant :

Les planchers étages courants étages sont en corps creux :

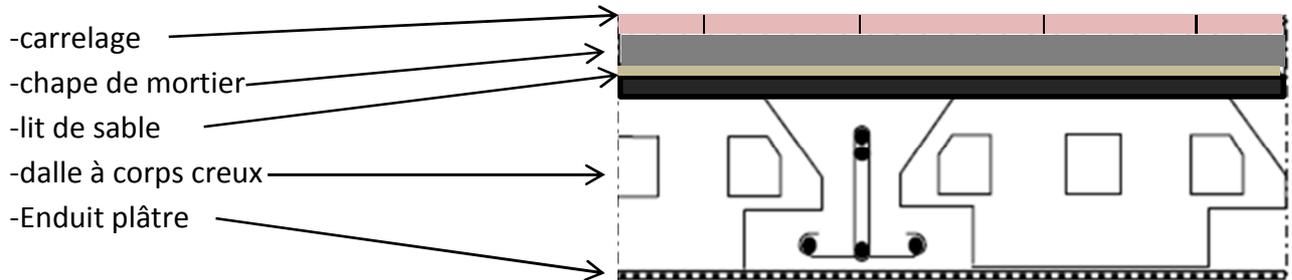


Fig.II.5 Coupe transversale du plancher étage courant.

➤ **Charge permanentes :**

Tab.II.3 Charges du plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	2	25	0.50
chape de mortier	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle à corps creux	16+4	/	2.80
plâtre	1	12	0.12
Cloisonen brique	10	10	1

Charges permanentes **⇒** **G = 5.18KN/m²**

II.4.4.dalle de balcon :

➤ Charges permanentes :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	2	25	0.50
chape de mortier	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit au grifée	1	12	0.12
Charges permanentes			G= 6.13 KN/m²

Tab.II.4. Charges du plancher RDC et sous-sol.

II.4.5.mur en maçonnerie :

Tab.II.5. Evaluation des charges permanentes de mur intérieur

Mur intérieur épaisseur de 10cm			
Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit en ciment	2	22	0.44
Enduit en plâtre intérieur	1	10	0.1
Briques creuses	10	9	0.9
Charges permanentes			G= 1.44 KN/m²

Mur extérieur : La maçonnerie utilisé est en brique (double cloison)

Mur extérieur 30 cm (15+10)			
Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	22	0.44
Briques creuses	15	9	1.35
Enduit en plâtre intérieur	1	10	0.1
Briques creuses	10	9	0.9
Marbre en poudre	1	27	0.27
Charges permanentes			G=3.06 KN/m²

Tab.II.6. Evaluation des charges permanentes de murs extérieur.

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

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

Tab.II.7. Evaluation des charges permanentes de mur intérieur à une seul cloison.

II.4.6.L'ascenseur :

G = 10KN/m²

Q = 8 KN/m²

II.4.7.Escalier :

- Palier :

Escalier			
Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	22	0.44
Poids propre de palier	15	25	3.75
marbre	3	27	0.81
Marbre en poudre	1	27	0.27
Charges permanentes		⇒	G= 5.27 KN/m²

Tab.II.8. Evaluation des charges permanentes d'Escalier (palier) .

- Volée (paillasse) :

Escalier			
Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	22	0.44
Poids propre de volée	19	25	4.75
Marbre	3	27	0.81
Marbre en poudre	1	27	0.27
Charges permanentes		⇒	G= 6.25 KN/m²

Tab.II.9. Evaluation des charges permanentes d'Escalier (paillasse).

II.4.8. charges d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessibleQ=1 KN/m²

Plancher étage courantQ=1.5 KN/m²

Plancher de RDCQ=2.5 KN/m²
 Sous -sols(parking)..... Q= 2.5 KN/m²
 Balcon en dalle pleineQ= 3.5 KN/m²

harge Etage	Destination	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	ELU	ELS	Bonde [m]	$\bar{q}_u=q_u \cdot x$ [KN/m]	$\bar{q}_s=q_s \cdot x$ [KN/m]
				$q_u=1.35G+1.5Q$ [KN/m ²]	$q_s=G+Q$ [KN/m ²]			
Plancher terrasse	Terrasse non accessible	7.39	1	11,48	8,39	0.6	6,89	5.03
1 ^{er} -12 ^{ème} étage	Habitation	5.18	1.5	9,24	6,68	0.6	5,544	4.00
Balcon en dalle pleine		6.13	3.5	13,53	9,63	1.00	13.53	9.63
Mur extérieur(30cm)		3.06	/	4,13	3,06	1.00	4.13	3.06
Mur intérieure (10cm)		2.34	/	3,16	2,34	1.00	3.16	2.34
Mur intérieure (20cm)		1.44	/	1,94	1,44	1.00	1.94	1.44
ascenseur		10	8	25,50	18,00	1.00	25.50	18.00
Escalier	Volée	6.25	2.5	12,19	8,75	/	12.19	8.75
	Palier de repos	5.27	2.5	11.28	3,94	1.00	11.28	7.77

Tab.II.10. Tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges .

II.5. pré-dimensionnement des poteaux :

II.5.1 :principe :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple , en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire un poteau central , un poteau de rive et poteau d'angle .on utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

II.5.2.étapes de pré-dimensionnement des poteaux

Pour cela on suit les étapes suivantes

- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- Vérification de la section à LELS
- La section du poteau est calculé aux état limites ultime vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposée par L'RPA 99 (Article 7.4.1)

II.5.3. loi de dégression des surcharges :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression d'après (DTR BC.2.2) page 16

- sous le toit ou la terrasse : Q_0
 - sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q_1$
 - sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
 - sous le troisième étage ($i = 3$) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 - sous le quatrième étage ($i = 4$) : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
 - sous le cinquième étage ($i = 5$) : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
 - sous le sixième étage ($i = 6$) : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
 - sous le septième étage et sous les suivants ($i \geq 7$) :
- $$Q_0 + \frac{3+i}{2i} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots Q_i)$$

Tab.II.11. Evaluation des charges.

Haut de plancher	Les charges et surcharges non cumulée		Les charges et surcharges cumulée	
	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	G _{cum} (KN/m ²)	Q _{cum} (KN/m ²)
12 ^{ème} étage	7.39	1	7,3	1
11 ^{ème} étage	5.18	1.5	12,48	2.5
10 ^{ème} étage	5.18	1.5	17,66	3.85
9 ^{ème} étage	5.18	1.5	22,84	5.05
8 ^{ème} étage	5.18	1.5	28,02	6.10
7 ^{ème} étage	5.18	1.5	33,2	7
6 ^{ème} étage	5.18	1.5	38,38	7.75
5 ^{ème} étage	5.18	1.5	43,56	8.5
4 ^{ème} étage	5.18	1.5	48,74	9.28
3 ^{ème} étage	5.18	1.5	53,92	10.045
2 ^{ème} étage	5.18	1.5	59,1	10.75
1 ^{ème} étage	5.18	1.5	64,28	11.494
RDC	5.18	1.5	69,46	12.268
Sous-sol	5.18	1.5	74,64	12.99

II.5.4.méthode de calcul :

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. Condition de résistance
- b. Condition de stabilité
- c. Condition imposé par RPA99/v2003

a. Condition de résistance :

On sait que :

La formule général donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

❖ On prend zone IIa $\frac{A}{B_r} = 0.8\%$

- σ_s : contrainte de l'acier . $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.
 $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$
- $N_u = 1,35 \text{ NG} + 1,5 \text{ NQ}$
 NG : Effort normal du aux charges permanentes
 NQ : Effort normal du aux charges d'exploitations

B_r : section réduite du poteau.

$$B_r = (a-2)(b-2) \quad a \text{ et } b : \text{ en [cm]}$$

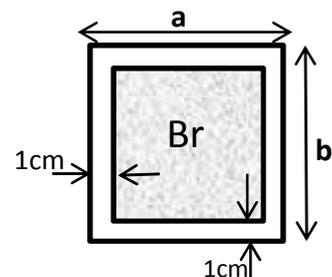


Fig.II.6. Section réduite du béton.

- On se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations

$$\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2 \quad \text{avec } \lambda \leq 35$$

β : coefficient qui dépend de l'élanement du poteaux

Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

la formule est simplifié » et devient :

$$B_r \geq \frac{1.2 \times Nu}{\left[\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \left(\frac{0.8}{100} \right) \cdot \frac{400}{1.15} \right]} \times 10 = 0,6627 N_u$$

Donc $B_r \geq 0,6627 N_u$ (en cm^2)

b. Condition de stabilité de forme : (critère de flambement)

il faut vérifie que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

avec :

λ : élanement

l_f : longueur de flambement , avec $l_f = 0.7l_0$

l_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration de la section de plan de flambement : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

B_r : air de la section du béton seul $B_r = (a-2)(b-2)$ a et b : en [cm] ;

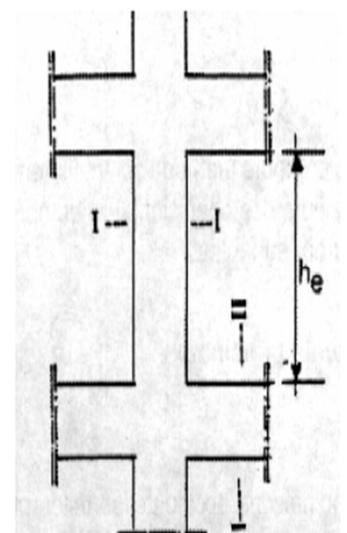


Fig.II.7. Schéma représentatif d'un étage courant.

I : moment d'inertie $I = \frac{a.b^3}{12}$

c. Condition imposées par le RPA99/ v2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

- $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b/a \leq 4$

Avec (a,b) dimension de la section

h_e : hauteur d'étage

Nous optons pour les poteaux rectangulaire,

II.5.5. calcul de la section de poteau :

II.5.5.1. détermination de la surface afférente :

Pour le pré -dimensionnement des poteaux ; on utilise le poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau .

- P.P : poutre principale
- P.S : poutre secondaire
- S_{aff} : section afférente

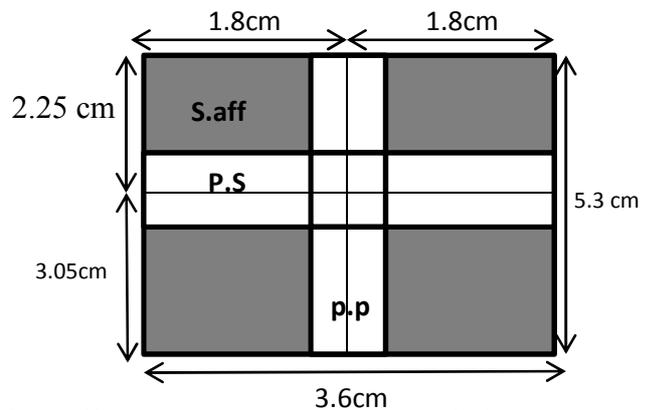


Fig.II.9. Surface afférente du poteau le plus sollicité.

- la longueur afférente de la poutre principale : $L_{\text{aff-pp}} = 5.3 \text{ m}$
- la longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{\text{aff-ps}} = 3.6 \text{ m}$
- la section afférente de plancher : $S_{\text{aff}} = 19.08 \text{ m}^2$

II.5.5.2. exemple de calcul :

➤ Calcul de la section du poteau : (8^{ème} étage)

1- effort normal ultime N_u :

$$N_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{PP}} + N_{\text{PS}} + N_{\text{poteau}}$$

-Effort normal ultime de la poutre principale $N_{u,\text{plancher}}$:

$$N_{u,\text{plancher}} = (1.35G + 1.5Q) \cdot S_{\text{aff}}$$

$$N_{u,\text{plancher}} = (1.35 \times 28.11 + 1.5 \times 6.1) \times 3.6 \times 5.3$$

$$N_{u,\text{plancher}} = \mathbf{898.64 \text{ KN}}$$

-Effort normal ultime de la poutre principale N_{upp} :

$$N_{upp} = 1.35(25 \times 0.30 \times 0.45) \times 5.3 \times 5$$

$$N_{upp} = 120.74 \text{ KN}$$

-Effort normal ultime de la poutre principale N_{ups} :

$$N_{ups} = 1.35(25 \times 0.30 \times 0.35) \times 3.6 \times 5$$

$$N_{ups} = 63.79 \text{ KN}$$

- Effort normal ultime du poteau $N_{u,poteau}$

$$N_{u,poteau} = 52.07 \text{ KN}$$

$$\diamond N_u = 898.64 + 120.74 + 63.79 + 52.07$$

$$N_u = 1135.24 \text{ KN}$$

la section du béton réduire :

$$Br = 0,6627653 \times N_u$$

$$Br = 752.40 \text{ cm}^2$$

Pour la section rectangulaire on fixe $b=35\text{cm}$ et calculer le " b "

$$(a-2) \times (b-2) = 752.07 \text{ cm}^2$$

$$(35-2) \times (b-2) = 752.07 \text{ cm}^2$$

$$b = \frac{752.07}{33} + 2$$

$$b = 24.79 \text{ cm}$$

\diamond donc on prendre $b = 45 \text{ cm}$

2- vérification RPA99v2003 :

L'article 7.4.1 de RPA99v2003 exige que la zone Π_a :

- $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(35,45) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20 \rightarrow \text{Min}(35,45) \geq 323/20=16.15$
- $1/4 \leq b/a \leq 4 \rightarrow 1/4 \leq 45/35 \leq 4$

} Toutes les vérifications sont vérifiées

3- vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = 0.7 l_0 \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\text{on a : } l_0 = 323 \rightarrow l_f = 226.1 \text{ cm}$$

$$\text{avec } B = a \times b = 35 \times 45 = 1600 \text{ cm}^2$$

➤ Sens x-x :

$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{35 \times 45^3}{12} = 265781.25 \text{ cm}^4 \rightarrow i_x = \sqrt{\frac{265781.25}{1575}} = 12.99 \text{ cm}$$

D'où :

$$\lambda_x = \frac{226.1}{12.99} = 17.41 < 35 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens Y-Y :

$$I_Y = \frac{bxa^3}{12} = \frac{45 \times 35^3}{12} = 160781.25 \text{ cm}^4 \Rightarrow i_Y = \sqrt{\frac{160781.25}{1575}} = 10.10 \text{ cm}$$

D'où :

$$\lambda_Y = \frac{226.1}{10.10} = 22.38 < 35 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

II.6. pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de R.P.A 99 V2003, P 56 ; $L \geq 4 a$:

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

Dans notre structure on trouve 2 types de voiles :

II.6.1.les voiles de contreventement :

Pour notre structure

$$\left. \begin{array}{l} h=3.06 \text{ cm} \\ H_d=20\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow h_e = 2.86 \text{ cm}$$

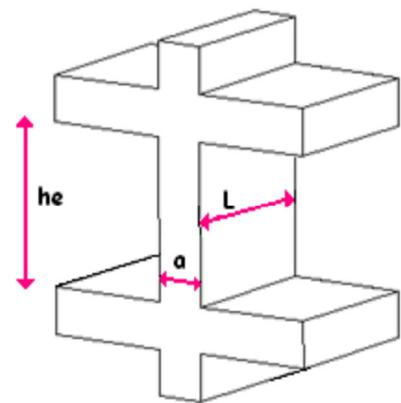


Fig.II.10. Voile en élévation.

Avec :

- h_e : hauteur libre d'étage .
- $h_e = h - h_d$
- h : hauteur d'étage .
- h_d : hauteur de la dalle

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{l}{4} = \frac{390}{4} = 97.5 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ On prend : $e = 20\text{cm}$

II.6.2.les voiles périphériques de sous -sol:

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau des fondations et le niveau de base de la construction. Ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$ [RPA99/10.2.3]
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ [RPA99/7.7.1]

au niveau de sous – sol

$$\left. \begin{array}{l} h=306 \text{ cm} \\ h_d=20\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow h_e =286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{286}{25} = 11.44 \text{ cm}$$

❖ On prend : e =15 cm

II.7. pré-dimensionnement des poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.
 Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots\text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

Avec: b0 =10 cm
 Lx : distance entre nus des poutrelles
 Ly : distance entre nus d'appuis des poutrelles

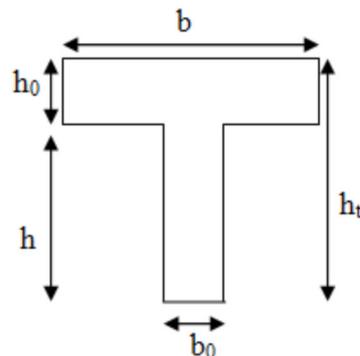


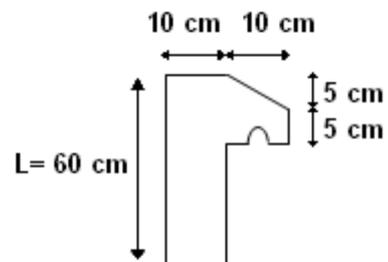
Fig.II.11. Coupe de poutrelle.

II.8. pré-dimensionnement de l’acrotère:

$$S= (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G=0.0675 \times 25 = 1.68 \text{ kn/ml.}$$

La charge horizontale:
Fp = 4 X A X Cp X Wp
 A = 0,1 coefficient d’accélération de la zone
 Wp = 168,75 kg/ml poids de l’acrotère
 Cp = 0,8kN facteur de la force horizontale
Fp = 4 X 0,1 X 0,8 X 1.68 = 0.54 kn/ml
Q = 0.54 kn/ml



figureII.12. dimension de l’acrotère

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).

Les escaliers.

les poutres et chaînage.

la dalle d'ascenseur.

l'acrotère.

III.2. Calcul des planchers

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

III.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

III.2.2. ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8]

D'après les règles BAEL91

L'épaisseur minimal de la dalle de compression est de : $h_{0min} = 4 \text{ cm}$

La dalle de compression est armé d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

-20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures , que l'on note : c

-33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures , que l'on note : A_{\parallel}

Les section des armature doivent satisfaire aux condition suivantes :

$$\text{-Si } L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{-Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : écartement entre axe les nervures.

f_e : limite d'élasticité de l'acier en [MPA].

a. Armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp} :

➤ Détermination des armatures :

Dans notre plancher , on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

On prendra $\emptyset_6 \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPA}$

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times Ln}{fe} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ Choix des armatures :

5T6 \longrightarrow A = 1.41 cm²

(T6 \longrightarrow e = 20 cm)

b. Armatures perpendiculaires aux nervures A_⊥ :

➤ Détermination des armatures :

On a : $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.41}{2} = 0.205 \text{ cm}^2$

➤ Choix des armatures :

5T6 \longrightarrow A = 1.41 cm²

(T6 \longrightarrow e = 20 cm)

Choix : le treillis soudé adopté est : TS Ø6 (200x200x6)

III.2.3.études des poutrelle :

III.2.3.1.évaluation des charges :

➤ **Combinaisons fondamentales**

ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$

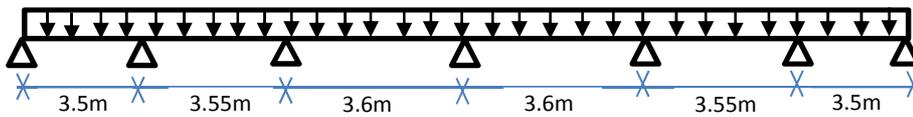
ELS : $q_s = (G + Q) \times b$

Type de plancher	b (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
				q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Terrasse	0.60	7.39	1	6.89	5.03
Etage d'habitation	0.60	5.18	1.5	5.55	4.01

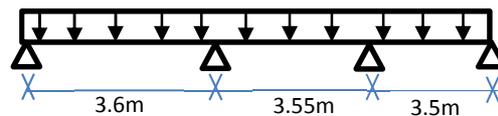
Tab.III.1. Evaluation des charges.

III.2.3.2.type de poutrelle :

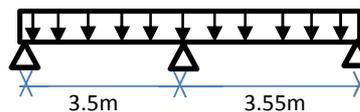
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :

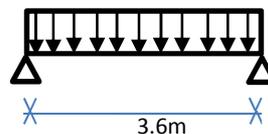


Fig.III.1 : types des poutrelles

III.2.3.3 méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.2.3.3.1 méthode forfaitaire

Doamine d'application :

Selon que les quatre conditions suivantes sont vérifiées ou pas, on appliquera différentes méthodes

a) Constructions courantes, c'est-à-dire lorsque

$$Q \leq 2G ; Q < 5 \text{ kN/m}^2 ; \text{charges localisées} < \max (2 \text{ kN} , 0,25 Q)$$

b) les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre.

c) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%).

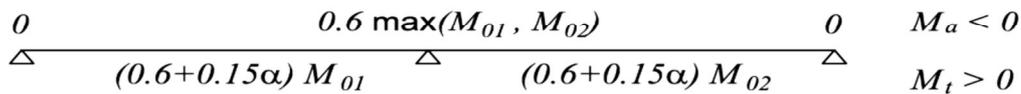
d) la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (FPP).

Valeurs des moments Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

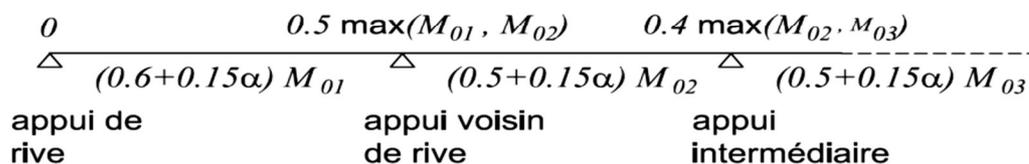
1. $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq Max(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$
2. $M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée intermédiaire,
 $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.
3. la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :
 $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées,
 $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
 $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la *travée de référence* (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et $\alpha = q/(g + q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée. La Figure 51 résume ces conditions.

Deux travées



Plus de deux travées



Remarque : lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer $M_a = -0.15M_0$.

Mode opératoire Dans la pratique, on prend la valeur minimale des moments sur appui M_w et M_e (en valeur absolue), puis on calcule M_t par la formule des moments.

➤ **Effort tranchant :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant aux appuis, ce dernier est calculé en faisant abstraction de la continuité, sauf pour les appuis voisins des appuis de rive. En notant V_{0i} la valeur absolue de l'effort tranchant sur les appuis de la travée isostatique de référence i , les valeurs absolues de l'effort tranchant aux appuis sont déterminées de façon forfaitaire comme indique sur la Figure ci-dessous.

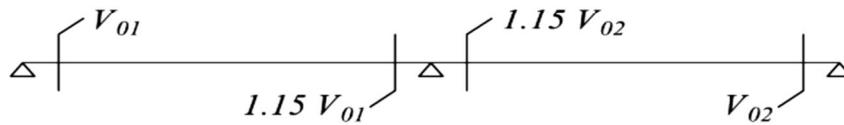
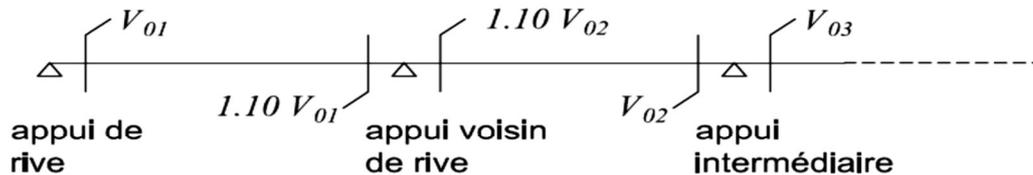
Deux travéesPlus de deux travées

Fig.III.2. valeur absolu de l'effort tranchant

➤ Vérification d'application de la méthode forfaitaire :

Pour l'application de la méthode forfaitaire, il faut que les conditions ci-dessus soient vérifiées. Pour cela, on trouve que la méthode est applicable :

- a) - $Q=1.5 \text{ KN/m} < 2G = 2 \times 5.18 = 10.36 \text{ KN/m}$ ➔ **condition vérifiée**
 b) - les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ➔ **condition vérifiée**
 c) - les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8, 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \leq \frac{3.5}{3.55} = 0.98$$

$$0.8 < 0.98 < 1.25 \quad \text{➔} \quad \text{condition vérifiée}$$

- a) - les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable ➔ **condition vérifiée**

➤ Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on appliquera la méthode forfaitaire.

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, le premier sur la méthode de Caquot minorée

de (**type 1**) du plancher étage courant.

III.2.3.4. calcul de poutrelle :

On prend le 1^{ère} type comme exemple de calcul.

- étude de 1^{ère} type (étage courant)

$$G=5.18 \text{ KN/m}$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}$$

Schéma statique :

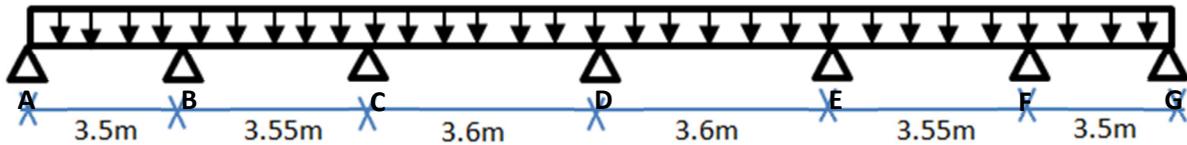


Fig.III.3. Schéma statique d'une poutre continue.

A L'etat limite ultime :

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 5.55 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis

• **Appui de rive :**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le BAEL nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis .ces aciers sont calculée à partir d'un moment égal :

$$M_A = M_G = -0.15 M_0$$

Le moment isostatique :

$$M_{0(AB)} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5.55 \times 3.5^2}{8} = 8.492 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(FG)} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5.55 \times 3.5^2}{8} = 8.492 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_G = -0.15 M_0 = -1.274 \text{ KN.m}$$

• **Appuis voisin de rive :**

$M_B = -0.5 \max(M_{0(AB)}; M_{0(BC)})$	$M_F = -0.5 \max(M_{0(EF)}; M_{0(FG)})$
$M_B = -0.5 \max(8.492; 8.736)$	$M_F = -0.5 \max(8.736; 8.492)$
$M_B = -4.368 \text{ KN.m}$	$M_F = -4.368 \text{ KN.m}$

• **Appuis intermédiaire :**

$M_C = -0.4 \max(M_{0(BC)}; M_{0(CD)})$	$M_D = -0.4 \max(M_{0(CD)}; M_{0(DE)})$	$M_E = -0.4 \max(M_{0(DE)}; M_{0(EF)})$
$M_C = -0.4 \max(8.736; 8.984)$	$M_D = -0.4 \max(8.984; 8.984)$	$M_E = -0.4 \max(8.984; 8.736)$
$M_C = -3.594 \text{ KN.m}$	$M_D = -3.594 \text{ KN.m}$	$M_E = -3.594 \text{ KN.m}$

Tableau III.1. calcul les charge

Calculs par la Méthode Forfaitaires						
portée	3.5	3.55	3.6	3.6	3.55	3.5
G : charge permanentes(kn/m ²)	5,18	5,18	5,18	5,18	5,18	5,18
Q : charge d'exploitation (kn/m ²)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0,6$ (kn/m)	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55
$P_s = (1.35 + 1.5) \times 0,6$ (kn/m)	4,01	4,01	4,01	4,01	4,01	4,01
$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$	0,99	0,99	1,00	1,01	1,01	1,01

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.18} = 0.225$$

$$M_{AB} = (0.6+0.15 \alpha) M_{0(AB)} = (0.6+0.15 \times 0.225) \times 8.492 = 5.381 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(BC)} = (0.5+0.15 \times 0.225) \times 8.736 = 4.662 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(CD)} = (0.5+0.15 \times 0.225) \times 8.984 = 4.795 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(DE)} = (0.5+0.15 \times 0.225) \times 8.984 = 4.795 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(EF)} = (0.5+0.15 \times 0.225) \times 8.736 = 4.662 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG} = (0.6+0.15 \alpha) M_{0(FG)} = (0.6+0.15 \times 0.225) \times 8.492 = 5.381 \text{ KN.m}$$

tableau III.2 : calcul des moment suivant la méthode de forfaitaire ELU

Calcul des moments à l'ELU (kn.m)							
M(iso) travée ELU (Pu)	8,492	8,736	8,984	8,984	8,736	8,492	
Ma (appui)	-1,274	-4,368	-3,594	-3,594	-3,594	-4,368	-1,274
Mt (travée) en kn.m	5,381	4,662	4,795	4,795	4,662	5,381	
α (travée)	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225	
Mt+(Mw+Me)/2	8,20	8,64	8,39	8,39	8,64	8,20	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	9,06	9,32	9,59	9,59	9,32	9,06	
vérification	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kN.m	6,24	5,34	6,00	6,00	5,34	6,24	

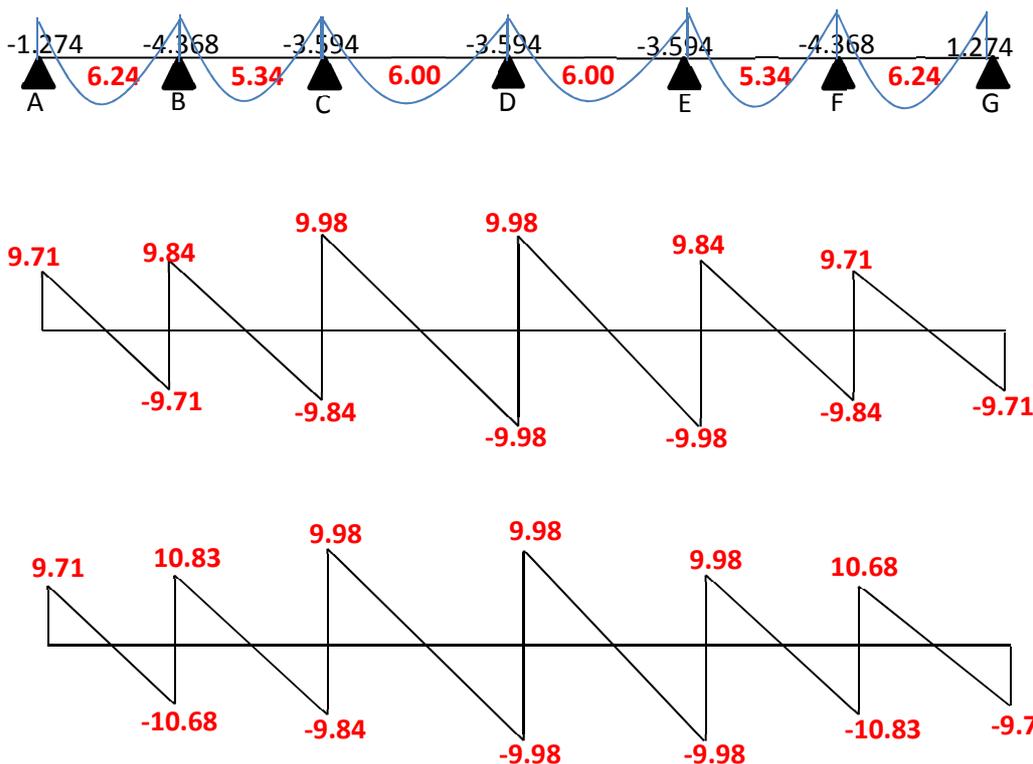


Fig.III.4.diagramme des moments et les efforts tranchant

❖ **A L''etat limite de service :**

$$P_s = (G + Q) \times 0.6 = (5.18 + 1.5) \times 0.6 = 4.01 \text{ KN/m}$$

Le moment isostatique :

$$M_{0(AB)} = \frac{p_s l^2}{8} = \frac{4.01 \times 3.5^2}{8} = 6.137 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(FG)} = \frac{p_s l^2}{8} = \frac{4.01 \times 3.5^2}{8} = 6.137 \text{ KN.m}$$

• **Appuis de rive :**

$$M_A = M_G = -0.15 M_0 = -0.921 \text{ KN.m}$$

• **Appuis voisin de rive :**

$M_B = -0.5 \max(M_{0(AB)}; M_{0(BC)})$	$M_F = -0.5 \max(M_{0(EF)}; M_{0(FG)})$
$M_B = -0.5 \max(6.137; 6.314)$	$M_F = -0.5 \max(6.314; 6.137)$
$M_B = -3.157 \text{ KN.m}$	$M_F = -3.157 \text{ KN.m}$

• **Appuis intermédiaire :**

$M_C = -0.4 \max(M_{0(BC)}; M_{0(CD)})$	$M_D = -0.4 \max(M_{0(CD)}; M_{0(DE)})$	$M_E = -0.4 \max(M_{0(DE)}; M_{0(EF)})$
$M_C = -0.4 \max(6.314; 6.493)$	$M_D = -0.4 \max(6.493; 6.493)$	$M_E = -0.4 \max(6.493; 6.314)$
$M_C = -2.597 \text{ KN.m}$	$M_D = -2.597 \text{ KN.m}$	$M_E = -3.594 \text{ KN.m}$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.18} = 0.225$$

$$M_{AB} = (0.6+0.15 \alpha) M_{0(AB)} = (0.6+0.15 \times 0.225) \times 6.137 = 3.889 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(BC)} = (0.5+0.15 \times 0.225) \times 6.314 = 3.370 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(CD)} = (0.5+0.15 \times 0.225) \times 6.493 = 3.465 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(DE)} = (0.5+0.15 \times 0.225) \times 6.493 = 3.465 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(EF)} = (0.5+0.15 \times 0.225) \times 6.314 = 4.370 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG} = (0.6+0.15 \alpha) M_{0(FG)} = (0.6+0.15 \times 0.225) \times 6.137 = 3.889 \text{ KN.m}$$

Tableau III .3 : calcul les moment suivant la méthode de forfaitaire ELS

M(iso) travée ELS (Ps)	6,137	6,314	6,493	6,493	6,314	6,137	
α(travée)	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225	0,225	
Ma(appui)	-0,921	-3,157	-2,597	-2,597	-2,597	-3,157	-0,921
Mt(travée) en kg.m	3,889	3,370	3,465	3,466	3,370	3,889	
Mt+(Mw+Me)/2	5,93	6,25	6,06	6,06	6,25	5,93	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	6,55	6,74	6,93	6,93	6,74	6,55	
Condition (Ligne31>Ligne32)	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	4,51	3,86	4,33	4,33	3,86	4,51	

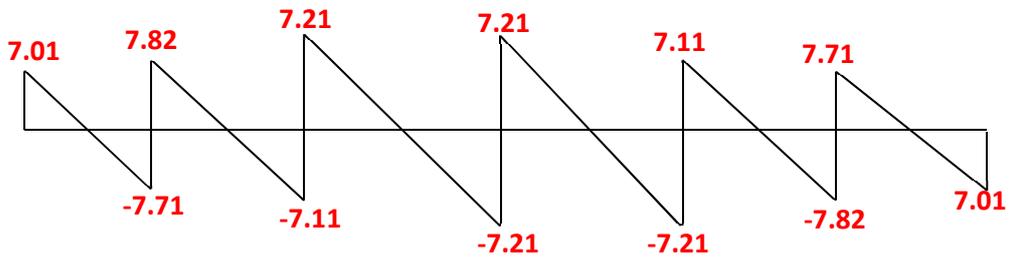
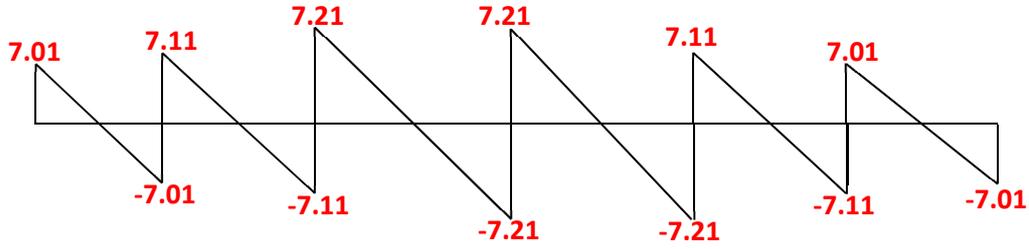
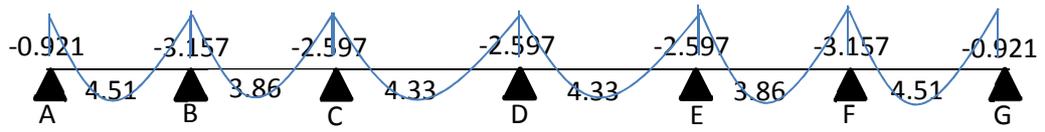


Fig.III.5.diagramme des moments et les efforts tranchant

-etude de 1^{ère} type (terrace)

$G=7.39 \text{ KN/m}$

$Q=1 \text{ KN/m}$

Schéma statique :

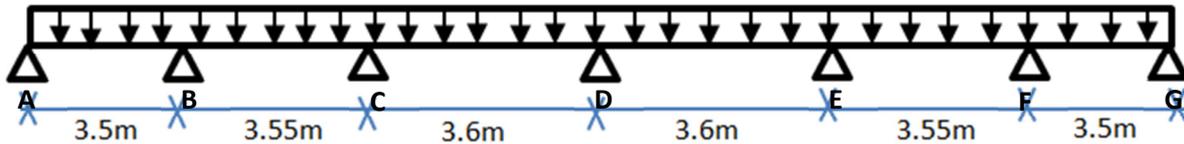


Fig.III.6. Schéma statique d'une poutre continue.

❖ **A L'état limite ultime :**

$P_u=(1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 7.39 + 1 \times 1.5) \times 0.6 = 6.89 \text{ KN/m}$

Moments aux appuis

$M_A = M_G = -0.15 M_0$

Le moment isostatique :

$M_{0(AB)} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6.89 \times 3.5^2}{8} = 10.544 \text{ KN.m}$

$M_{0(FG)} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6.89 \times 3.5^2}{8} = 10.544 \text{ KN.m}$

$M_A = M_G = -0.15 M_0 = -1.582 \text{ KN.m}$

• **Appuis voisin de rive :**

$M_B = -0.5 \max(M_{0(AB)}; M_{0(BC)})$	$M_F = -0.5 \max(M_{0(EF)}; M_{0(FG)})$
$M_B = -0.5 \max(10.544; 10.847)$	$M_F = -0.5 \max(10.544; 10.847)$
$M_B = -5.424 \text{ KN.m}$	$M_F = -5.424 \text{ KN.m}$

• **Appuis intermédiaire :**

$M_C = -0.4 \max(M_{0(BC)}; M_{0(CD)})$	$M_D = -0.4 \max(M_{0(CD)}; M_{0(DE)})$	$M_E = -0.4 \max(M_{0(DE)}; M_{0(EF)})$
$M_C = -0.4 \max(10.847; 11.155)$	$M_D = -0.4 \max(11.155; 11.155)$	$M_E = -0.4 \max(11.155; 10.847)$
$M_C = -4.462 \text{ KN.m}$	$M_D = -4.462 \text{ KN.m}$	$M_E = -4.462 \text{ KN.m}$

Tableau III .4. Calculs par la Méthode Forfaitaires						
portée	3,5	3,55	3,6	3,6	3,55	3,5
G : charge permanentes(kn/m ²)	7,39	7,39	7,39	7,39	7,39	7,39
Q : charge d'exploitation (kn/m ²)	1	1	1	1	1	1
$P_u=(1.35G+1.5Q) \times 0,6$ (kn/m)	6,89	6,89	6,89	6,89	6,89	6,89
$P_s=(1.35+1.5) \times 0,6$ (kn/m)	5,03	5,03	5,03	5,03	5,03	5,03
$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$		0,99	0,99	1,00	1,01	1,01

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+7.39} = 0.119$$

$$M_{AB} = (0.6+0.15 \alpha) M_{0(AB)} = (0.6+0.15 \times 0.119) \times 10,544 = 6.515 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(BC)} = (0.5+0.15 \times 0.119) \times 10,847 = 5.618 \text{ KN.m}$$

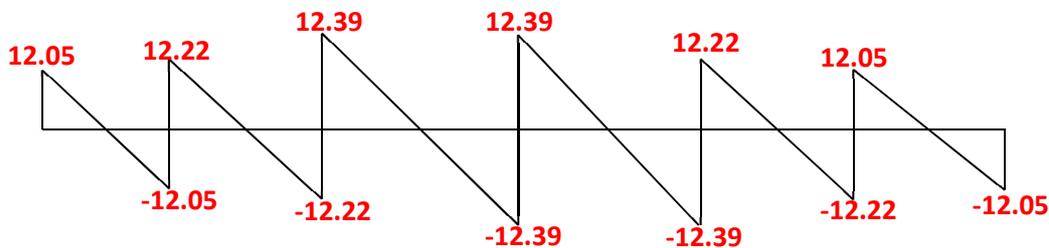
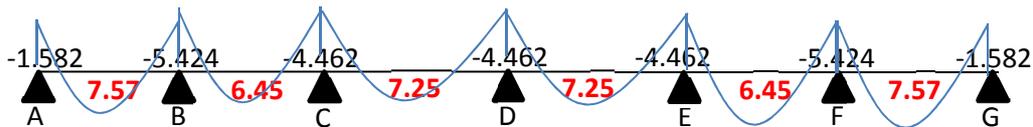
$$M_{CD} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(CD)} = (0.5+0.15 \times 0.119) \times 11.155 = 5.777 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(DE)} = (0.5+0.15 \times 0.119) \times 11.155 = 5.777 \text{ KN.m}$$

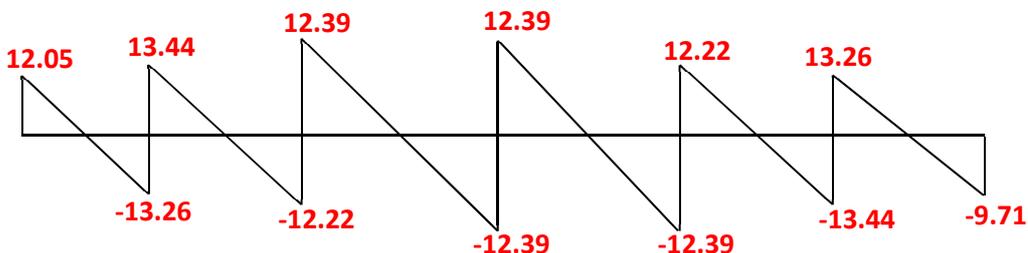
$$M_{EF} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(EF)} = (0.5+0.15 \times 0.119) \times 10,847 = 5.618 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG} = (0.6+0.15 \alpha) M_{0(FG)} = (0.6+0.15 \times 0.119) \times 10,544 = 6.515 \text{ KN.m}$$

Tableau III .5. Calcul des moments à l'ELU (kn.m)							
M(iso) travée ELU (Pu)	8,492	8,736	8,984	8,984	8,736	8,492	
Ma (appui)	-1,582	-5,424	-4,462	-4,462	-4,462	-5,424	-1,582
Mt (travée) en kn.m	6,515	5,618	5,777	5,777	5,618	6,515	
α (travée)	0,119	0,119	0,119	0,119	0,119	0,119	
Mt+(Mw+Me)/2	10,02	10,56	10,24	10,24	10,56	10,02	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	11,07	11,39	11,71	11,71	11,39	11,07	
vérification	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kN.m	7,57	6,45	7,25	7,25	6,45	7,57	



Iisostatique



Ihyperstatique

Fig.III.7.diagramme des moments et les efforts tranchant

❖ **A L'état limite de service :**

$$P_s = (G + Q) \times 0.6 = (7.39 + 1) \times 0.6 = 5.034 \text{ KN/m}$$

Le moment isostatique :

$$M_{0(AB)} = \frac{p_s l^2}{8} = \frac{5.034 \times 3.5^2}{8} = 7.708 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(FG)} = \frac{p_s l^2}{8} = \frac{5.034 \times 3.5^2}{8} = 7.708 \text{ KN.m}$$

• **Appuis de rive :**

$$M_A = M_G = -0.15 M_0 = -1.156 \text{ KN.m}$$

• **Appuis voisin de rive :**

$M_B = -0.5 \max(M_{0(AB)}; M_{0(BC)})$	$M_F = -0.5 \max(M_{0(EF)}; M_{0(FG)})$
$M_B = -0.5 \max(7.708; 7.930)$	$M_F = -0.5 \max(7.930; 7.708)$
$M_B = -3.965 \text{ KN.m}$	$M_F = -3.965 \text{ KN.m}$

• **Appuis intermédiaire :**

$M_C = -0.4 \max(M_{0(BC)}; M_{0(CD)})$	$M_D = -0.4 \max(M_{0(CD)}; M_{0(DE)})$	$M_E = -0.4 \max(M_{0(DE)}; M_{0(EF)})$
$M_C = -0.4 \max(7.930; 8.155)$	$M_D = -0.4 \max(8.155; 8.155)$	$M_E = -0.4 \max(8.155; 7.930)$
$M_C = -3.262 \text{ KN.m}$	$M_D = -3.262 \text{ KN.m}$	$M_E = -3.262 \text{ KN.m}$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.18} = 0.225$$

$$M_{AB} = (0.6+0.15 \alpha) M_{0(AB)} = (0.6+0.15 \times 0.119) \times 7.708 = 4.763 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(BC)} = (0.5+0.15 \times 0.119) \times 7.930 = 4.107 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(CD)} = (0.4+0.15 \times 0.119) \times 8.155 = 4.223 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(DE)} = (0.4+0.15 \times 0.119) \times 8.155 = 4.223 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = (0.5+0.15 \alpha) M_{0(EF)} = (0.5+0.15 \times 0.119) \times 7.930 = 4.107 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG} = (0.6+0.15 \alpha) M_{0(FG)} = (0.6+0.15 \times 0.119) \times 7.708 = 4.763 \text{ KN.m}$$

M(iso) travée ELU (Pu)	7.708	7.930	8.155	8.155	7.930	7.708	
Ma (appui)	-1.156	-3.965	-3.262	-3.262	-3.262	-3.965	-1.156
Mt (travée) en kn.m	4,763	4,107	4,223	4,223	4,107	4,763	
α(travée)	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119	
Mt+(Mw+Me)/2	7.32	7.72	7.49	7.49	7.72	7.32	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	8.09	8.33	8.56	8.56	8.33	8.09	
vérification	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kN.m	5,53	4,71	5,30	5,30	4,71	5,53	

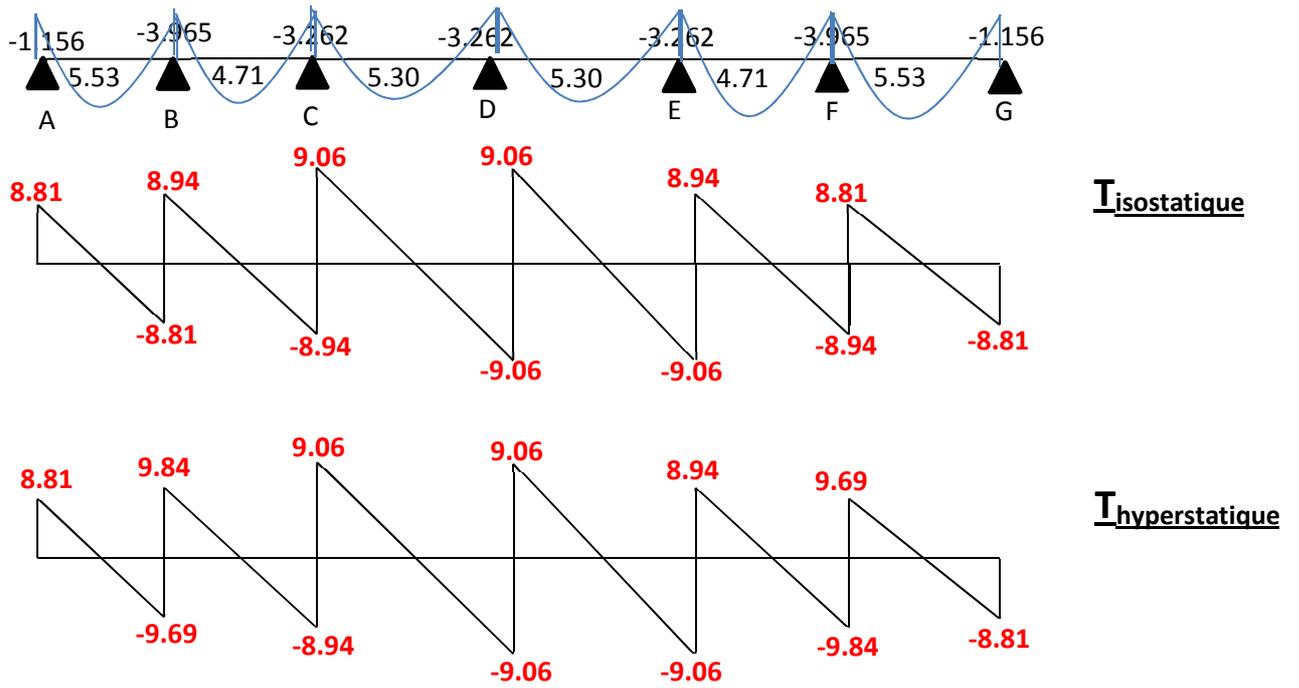


Fig.III.8.diagramme des moments et les efforts tranchant

➤ Etude de 4 type :(flexion simple) :

❖ ELU

-terrasse :

$$G=7.39 \text{ kn/m}^2$$

$$Q=1 \text{ kn/m}^2$$

$$qu = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.6 = 6.88 \text{ kn/m}$$

$$M_T = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{6.88 \times 3.6^2}{8} = 11.14 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.2 M_0 \text{ (encastrement partiel).}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.2 \times 11.14 = -2.22 \text{ Kn.m}$$

$$T = \frac{qu \cdot L}{2} = \frac{37.69}{2} = 12.38 \text{ Kn}$$

-étage courant :

$$G=5.18 \text{ kn/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ kn/m}^2$$

$$qu = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.6 = 5.55 \text{ kn/m}$$

$$M_T = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{5.54 \times 3.6^2}{8} = 8.97 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.2 M_0 \text{ (encastrement partiel).}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.2 \times 8.97 = -1.79 \text{ Kn.m}$$

$$T = \frac{qu \cdot L}{2} = \frac{37.69}{2} = 9.97 \text{ Kn}$$

❖ ELS

-terrasse :

$$G=7.39 \text{ kn/m}^2$$

$$Q=1 \text{ kn/m}^2$$

$$qu = (G + Q) \times 0.6 = 5.03 \text{ kn/m}$$

$$M_T = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{5.03 \times 3.6^2}{8} = 8.14 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.2 M_0 \text{ (encastrement partiel).}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.2 \times 11.14 = -1.62 \text{ Kn.m}$$

$$T = \frac{qu \cdot L}{2} = \frac{37.69}{2} = 9.05 \text{ Kn}$$

-étage courant :

$$G=5.18 \text{ kn/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ kn/m}^2$$

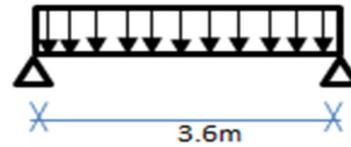
$$qs = (G + Q) \times 0.6 = 4.01 \text{ kn/m}$$

$$M_T = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{4 \times 3.6^2}{8} = 6.48 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.2 M_0 \text{ (encastrement partiel).}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.2 \times 8.97 = -1.29 \text{ Kn.m}$$

$$T = \frac{qu \cdot L}{2} = \frac{37.69}{2} = 7.2 \text{ Kn}$$



Le moment le plus défavorable c'est $M_T = 11.14 \text{ kn.m}$

III.2.3.5 : Ferrailage des poutrelles:

(flexion simple)

Poutrelle type (1) niveau de terrasse :

❖ **ELU:**

- **en travée :**

$$M_{\max} = 11.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \sigma_b b h_0 \cdot (d - h_0 / 2)$$

$$b = 60 \text{ cm}, h_0 = 5 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,17 h$$

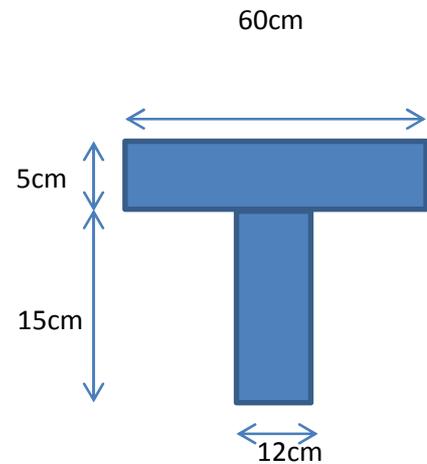


Fig.III.9. Section de calcul de poutrelle

$$M_{\text{table}} = 0,6 \cdot 0,05 \cdot 14,17 (0,180 - 0,025) \times 10^3 = 69.7 \text{ kN.m} \rightarrow$$

$M_{\max} < M_{\text{travée}}$ la zone comprimé se trouve dans la table .la section de calcul sera une section rectangulaire(60 x 20) cm²

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.14 \times 10^3}{14.17 \times 60 \times 18^2} = 0.040$$

$$\mu_l = 0.392 \text{ pour FEE400}$$

$$\mu < \mu_l \quad A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.051) = 0.979$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11.14 \times 10^3}{348 \times 0.979 \times 18} = 1.81 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} [A_{\text{calculé}}, A_{\min}] = 1.81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

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

En apuis :

$$M_{\max} = -2.22 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{table}} = 0,6 \cdot 0,05 \cdot 14,17 (0,180 - 0,025) \times 10^3 = 69.7 \text{ kN.m}$$

$M_{\max} < M_t \Rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (60.20)cm².

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} [A_{\text{calculé}}, A_{\min}] = 1.81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

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

➤ **Armature transversale :**

Fissuration pré-judiciable :

Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = V_u / b_0 d \quad \text{avec } b_0 = 120 \text{ mm}, d = 180 \text{ mm}, V_u = 12380 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 12380 / 120 \times 180 = 0.57 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4Ma) = \min(0.13 \cdot 25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\tau_u \times b}{0,8 \times f_{et}}$$

$$A_t / (b_0 S_t) \geq (\tau_u - 0.3Kf_{ti}) / (0.8f_e (\cos \alpha + \sin \alpha))$$

Puisque on a des armatures droites $\Rightarrow \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$

Avec reprise de bétonnage $\Rightarrow K = 0$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8f_e} \quad \text{on choisit : } A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ et on calcule } S_t.$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0.57 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq 0.8 \cdot A_t F_e / (\tau_u \cdot b_0) = 0.8 \times 235 \times 0.57 / 0.57 \times 12 = 15.66 \text{ cm}$$

On a aussi, $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq (0.23 \cdot b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e$$

- **En travée :** $(0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1) / 400 = 0.260 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

- **Sur appui :** $A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < 2.36 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

a. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1-appuis de rive : L'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$V_u = 12.38 \text{ kn} = 12380 \text{ N}$$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 25 \times 100 = 134136 \text{ N}$$

$$V_u < \bar{V}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

b. Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u(b-b_0) / 1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 12380 \times (60-12) / 1.8 \times 60 \times 180 \times 4$$

$$= 7.64 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

c. Vérification de la flèche :

$$f = M_{\max} \cdot L^2 / 9.6 \cdot E \cdot I$$

$$\text{Avec : } I = (b \cdot h_0^3 / 12) + b \cdot h \cdot \delta^2 \quad (\text{Théorème de Huygenes}).$$

Calcul du moment d'inertie de la section totale :

$$I = (b h_0^3 / 12) + (b h_0) \times (G_1 G_0)^2 + (b_0 h^3 / 12) + (h b_0) \times (G_2 G)^2$$

$$I = (0.65 \times 0.04^3) / 12 + (0.65 \times 0.04 \times 0.039^2) + (0.12 \times 0.16^3 / 12) + (0.12 \times 0.16 \times 0.066^2)$$

$$I = 1.676 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 11696.07 \text{ Mpa}$$

$$M_{\max} = q L^2 / 8 = (0.919 \times 3.5^2) / 8 = 1.40 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = 14 \text{ KN.m}$$

d. Calcul de la flèche :

$$f = 14 \times 3.5^2 / 9.6 \times 11696.07 \times 1.676 \cdot 10^{-4} = 3.02 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$f' = L/500 = 3.5/500 = 0.007 \text{ m.}$$

$$f = 3.02 \times 10^{-5} < f' = 0.0094 \text{ m. (Condition vérifiée).}$$

2

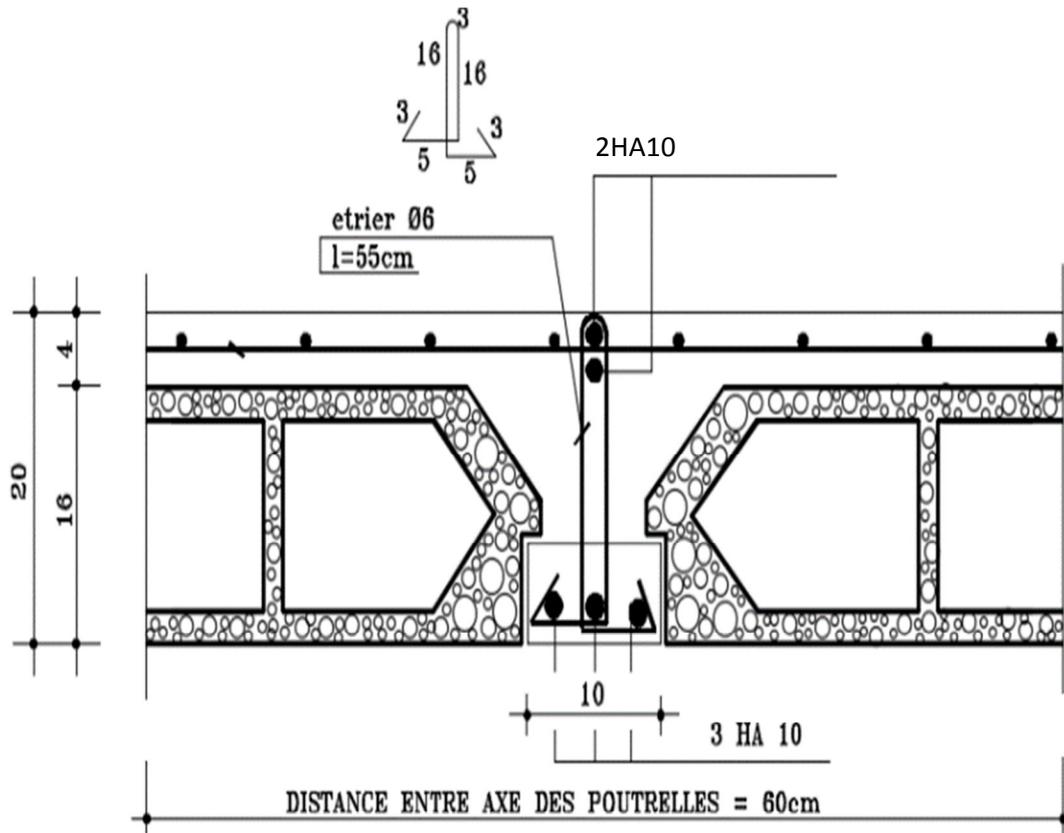


Fig III.10: Ferrailage des poutrelles

IV. 1. Etude d’escalier :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d’une construction, l’assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L’escalier est calculé à la flexion simple.

IV. 1.1 .Pré dimensionnement :

Les escaliers dans ce projet sont constitués de 3 volées . séparés par deux paliers de repos.

h' : C’est la partie verticale qui limite la marche « contremarche ».

h' : Est compris entre (16 ÷18) cm, On prend $h' = 17\text{cm}$

g : C’est la partie horizontale entre deux contremarches.

D’après la formule de blondel : $0.59 \leq 2h' + g \leq 0.66 \text{ m}$.

D’ou $27 \leq g \leq 34 \text{ cm}$. $\Rightarrow g = 30 \text{ cm}$.

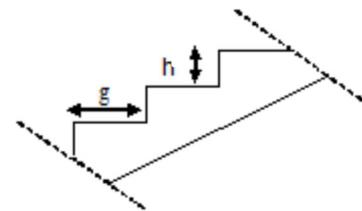


Fig.IV.1. Schéma de la paillasse.

a) 1ere type d’escalier de sous sol : He= 3.06 m

- calcul du nombre de contre marche n :

$h' = He/2 = 3.06 / 2 = 1.53 \text{ m} = 153 \text{ cm}$

$h = 17\text{cm} \Rightarrow n = h'/h = 153/17 =$

Tableau IV.1 : les charges d’escalier

		Q	G	ELU	ELS	bande	q_u	q_s
Escalier	Volée	6.25	2.5	12,19	8,75	1.00	12.19	8.75
	Palier de repos	1.44	2.5	5,69	3,94	1.00	5.69	3.94

IV. 1.2. Escalier sous-sol :

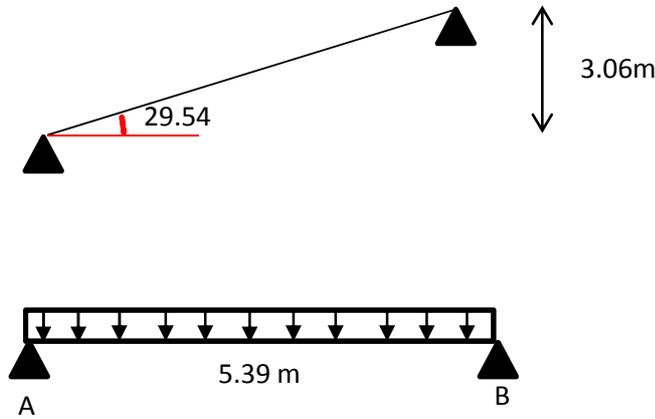


Fig.IV.2 : schéma statique d'escalier

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{t_{max}} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{12.19 \times 5.39^2}{8} = 44.27 \text{ kn.m}$$

$$M_{a_{max}} = -0.2 M = - 8.85 \text{ kn.m}$$

$$V = \frac{q.l}{2} = \frac{12.19 \times 5.39}{2} = 32.85 \text{ kn}$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{max} = \frac{qs.l^2}{8} = \frac{8.75 \times 5.39^2}{8} = 31.77 \text{ kn.m}$$

$$V = \frac{q.l}{2} = \frac{8.75 \times 5.39}{2} = 23.58 \text{ kn}$$

IV. 1.2.1. Calcul des armatures :

$h=0.15\text{m}$

$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

$b=1.1\text{m}$

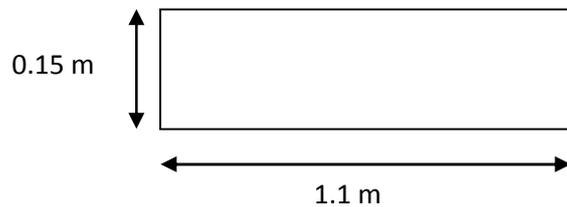


Fig.IV.3. Section de calcul de la paillasse.

• l'état limite ultime :

$M_{t_{max}} = 44.27 \text{ kn.m}$

$\sigma_b = 0.85f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

En travée :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{44.27 \times 10^3}{14.17 \times 110 \times 13.5^2} = 0.159$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.159 < \mu_l = 0.392 \quad \text{donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.217$$

$$\beta = 1 - 0.4 (0.236) = 0.913$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{44.27 \times 10^3}{348 \times 0.913 \times 13.5} = 10.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 110 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} [A_{\text{calculé}}, A_{\min}] = 10.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armature :**

$$A_s = 10.30 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On adopte } 10\text{HA}12 \text{ espacés de } 10\text{cm} (10.32 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

• **l'état limite de service :**

$$M_{\max} = 31.77 \text{ kn.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

La position de l'axe neutre :

$$y = \alpha \cdot d$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.149$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{31.77 \times 10^3}{14.17 \times 110 \times 13.5^2} = 0.112$$

$$y = \alpha \cdot d = 2.24 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 20000.79 \text{ cm}^4$$

IV. 1.2. 2.Applications numériques :

$$\sigma_{bc} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc'} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} < \sigma_{bc'} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Calcul des contraintes de l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d-y) / I = 268.29 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

IV. 1.2. 3.Les armatures de répartitions :

$$A_{\text{répartitions}} = \frac{A_{\text{principale}}}{4}$$

$$A_{\text{répartitions}} = \frac{10.30}{4} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6\text{HA8} \longrightarrow A = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

6HA8 avec un espacement (e=20 cm)

En appui :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} = \frac{8.85 \times 10^3}{14.17 \times 110 \times 13.5^2} = 0.031$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.031 < \mu_l = 0.392 \quad \text{donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0.4 (0.236) = 0.984$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8.85 \times 10^3}{348 \times 0.984 \times 13.5} = 1.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 110 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} [A_{\text{calculé}}, A_{\min}] = 1.91 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_{\text{répartitions}} = 1.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = 32.85 \text{ kn}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{32.85 \times 10^3}{1.1 \times 0.15 \times 10^6} = 0.199 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.199 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversal ne sont pas nécessaire

❖ Dessin de ferrailage

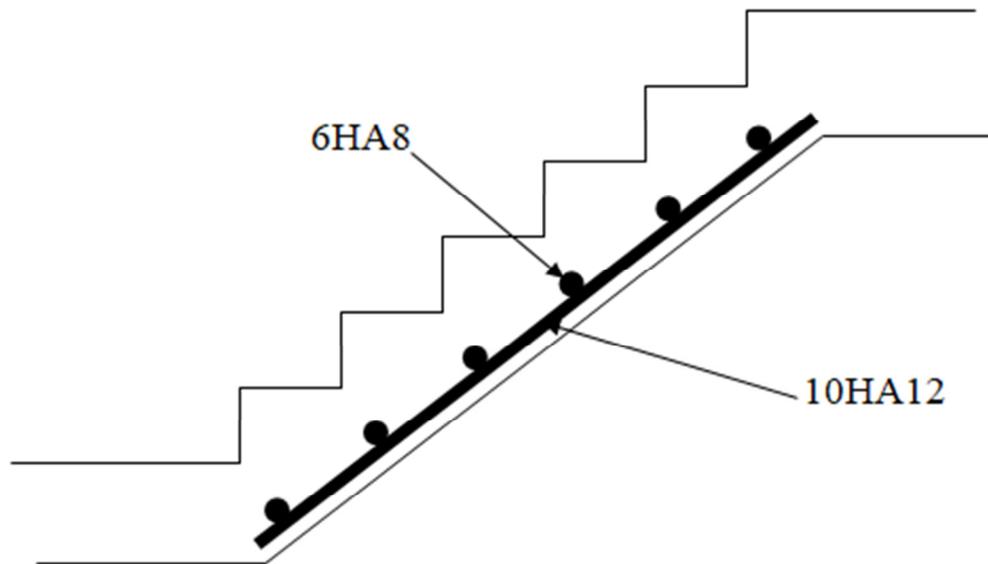


Fig.IV.4. ferrailage de la pailasse

IV. 1.3 . Escalier d'étage courant :

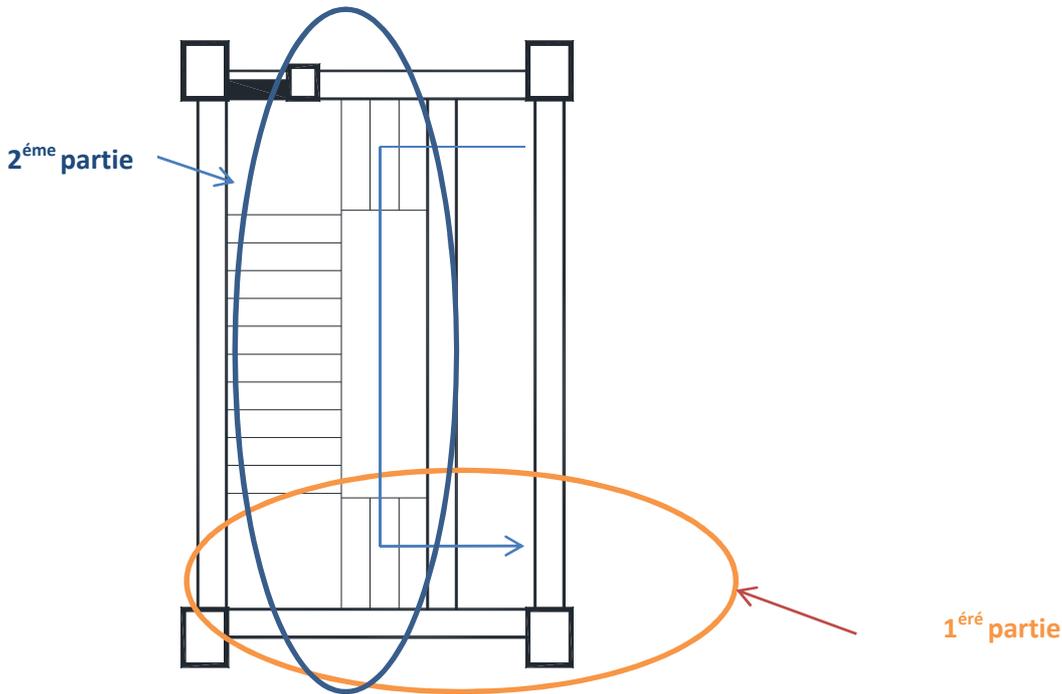


Fig.IV.5. Les parties d'Escalier.

➤ **Etat limite ultime**

$$Q_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 2.5) + (1.5 \times 5.27) = 11.28 \text{ kn/m}^2$$

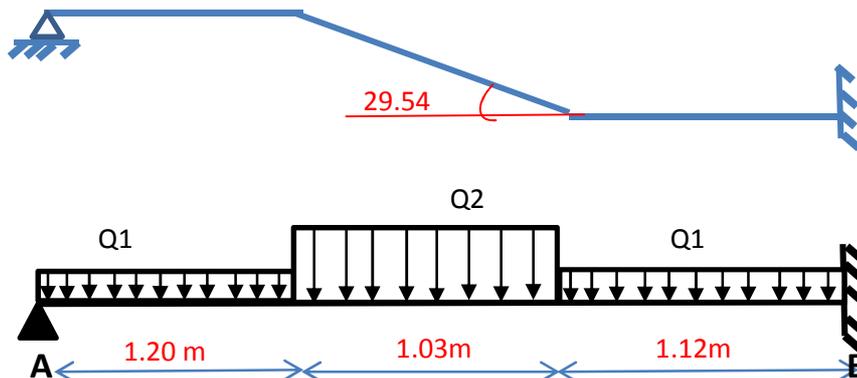
$$Q_{u2} = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 2.5) + (1.5 \times 6.25) = 12.75 \text{ kn/m}^2$$

➤ **Etat limite de service**

$$Q_{s1} = G + Q = 2.5 + 5.27 = 7.77 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_{s2} = G + Q = 2.5 + 6.25 = 8.75 \text{ kn/m}^2$$

• **1^{ère} schéma statique pour la première partie**



➤ **Etat limite ultime**

Calcul des reaction

$$\sum_{M/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 3.35 - Q_{u1} \times 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2} + 1.03 + 1.12\right) - Q_{u2} \times 1.03 \times \left(\frac{1.03}{2} + 1.12\right) - Q_{u1} \times \frac{1.12^2}{2} = 0$$

$$\sum_{M/B} = 0 \Rightarrow R_A = 19.61 \text{ kn}$$

$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow -R_B \times 3.35 + Q_{u1} \times 1.12 \times \left(\frac{1.12}{2} + 1.03 + 1.20\right) + Q_{u2} \times 1.03 \times \left(\frac{1.03}{2} + 1.20\right) + Q_{u1} \times \frac{1.20^2}{2} = 0$$

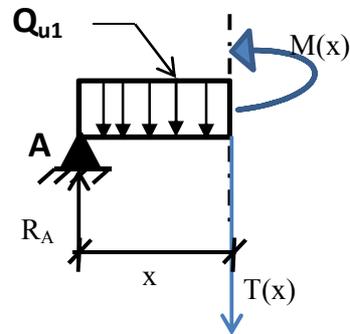
$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow R_B = 19.65 \text{ kn}$$

➤ **Vérification**

$$\sum F_V = R_A + R_B = 19.61 + 19.65 = Q_{u1} \times 1.20 + Q_{u2} \times 1.03 + Q_{u1} \times 1.12 = 39.30 \text{ kn}$$

➤ **Détermination des effort tranchants et moment fléchissant :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$



$$M(x) = R_A \cdot x - Q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - Q_{u1} \cdot x$$

$$M(x) = 19.61 \cdot x - 11.28 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 19.61 - 11.28 \cdot x$$

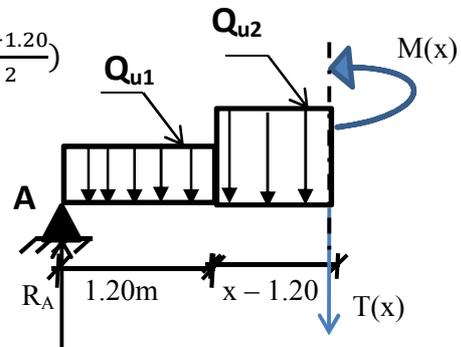
$$x=0 \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ T(0) = 19.61 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$x=1.20\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(1.20) = 15.41 \text{ kn.m} \\ T(1.20) = 6.07 \text{ kn} \end{array} \right.$$

Section 1-1 : $1.20 \leq x \leq 2.23$

$$M(x) = R_A \cdot x - Q_{u1} \cdot 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2} + x - 1.20\right) - Q_{u2} \times (x-1.20) \times \left(\frac{x-1.20}{2}\right)$$

$$T(x) = R_A - 1.20 \cdot Q_{u1} - Q_{u2} \cdot (x-1.20)$$



$$x=1.20\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(1.20) = 15.41 \text{ kn.m} \\ T(1.20) = 6.07 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$x=2.23\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(2.23) = 14.90 \text{ kn.m} \\ T(2.23) = -7.06 \text{ kn} \end{array} \right.$$

➤ Calcul le moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = \frac{R_A - 1.20 Q_{u1}}{Q_{u2}} + 1.20 = 1.67m$$

$$M_{u_{\max}} = M(1.67m) = \mathbf{16.86 \text{ kn.m}}$$

• Moment en appuis :

$$M_{\text{appui}} = -0.4 M_{\max} = -6.74 \text{ kn.m}$$

• Moment en travée :

$$M_{\text{travée}} = 0.8 M_{\max} = 13.49 \text{ kn.m}$$

➤ **Etat limite de service :**

➤ **Calcul des reaction :**

$$\sum_{M/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 3.35 - Q_{s1} \times 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2} + 1.03 + 1.12 \right) - Q_{s2} \times 1.03 \times \left(\frac{1.03}{2} + 1.12 \right) - Q_{s1} \times \frac{1.12^2}{2} = 0$$

$$\sum_{M/B} = 0 \Rightarrow \mathbf{R_A = 13.50 \text{ kn}}$$

$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow -R_B \times 3.35 + Q_{s1} \times 1.12 \times \left(\frac{1.12}{2} + 1.03 + 1.20 \right) + Q_{s2} \times 1.03 \times \left(\frac{1.03}{2} + 1.20 \right) + Q_{s1} \times \frac{1.20^2}{2} = 0$$

$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow \mathbf{R_B = 13.53 \text{ kn}}$$

➤ Vérification

$$\sum F_v = R_A + R_B = 13.50 + 13.53 = Q_{s1} \times 1.20 + Q_{s2} \times 1.03 + Q_{s1} \times 1.12 = 27.03 \text{ kn}$$

➤ Détermination des effort tranchants et moment fléchissant :

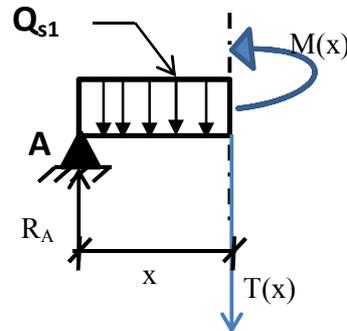
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - Q_{s1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - Q_{s1} \cdot x$$

$$M(x) = 13.50 \cdot x - 7.77 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 13.50 - 7.77 \cdot x$$



$$x = 0 \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ T(0) = 13.50 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$x = 1.20 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} M(1.20) = 10.60 \text{ kn.m} \\ T(1.20) = 4.176 \text{ kn} \end{array} \right.$$

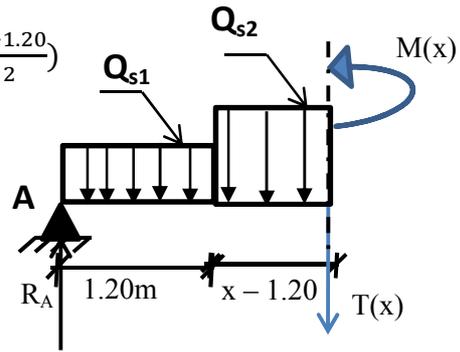
Section 2-2 : $1.20 \leq x \leq 2.23$

$$M(x) = R_A \cdot x - Q_{s1} \cdot 1.20x \left(\frac{1.20}{2} + x - 1.20 \right) - Q_{s2}(x-1.20) \left(\frac{x-1.20}{2} \right)$$

$$T(x) = R_A - 1.20 \cdot Q_{s1} - Q_{s2}(x-1.20)$$

$$x = 1.20\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(1.20) = 10.60 \text{ kn.m} \\ T(1.20) = 4.176 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$x = 2.23\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(2.23) = 10.26 \text{ kn.m} \\ T(2.23) = -4.84 \text{ kn} \end{array} \right.$$



➤ Calcul le moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = \frac{R_A - 1.20 Q_{s1}}{Q_{s2}} + 1.20 = 1.67 \text{ m}$$

$$M_{u_{\max}} = M(0.48\text{m}) = 11.17 \text{ kn.m}$$

• Moment en appuis :

$$M_{\text{appui}} = -0.4 M_{\max} = -4.468 \text{ kn.m}$$

• Moment en travée :

$$M_{\text{travée}} = 0.8 M_{\max} = 8.93 \text{ kn.m}$$

❖ la deuxième partie

schéma statique pour la deuxième partie :

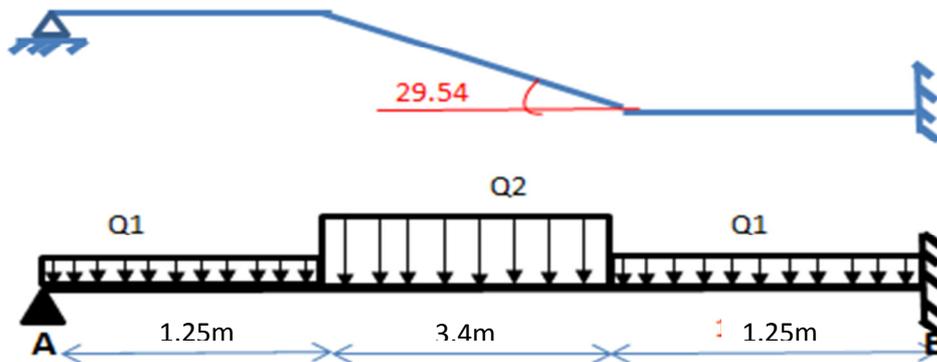


Fig.IV.6 :Schéma statique de l'escalier

➤ Etat limite ultime

Calcul des reaction

$$\sum_{M/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 5.9 - Q_{u1} \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 3.4 + 1.25 \right) - Q_{u2} \times 3.4 \times \left(\frac{3.4}{2} + 1.25 \right) - Q_{u1} \times \frac{1.25^2}{2} = 0$$

$$\sum_{M/B} = 0 \Rightarrow R_A = 35.77 \text{ kn}$$

$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow -R_B \times 5.9 + Q_{u1} \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 3.4 + 1.25 \right) + Q_{u2} \times 3.4 \times \left(\frac{3.4}{2} + 1.25 \right) + Q_{u1} \times \frac{1.25^2}{2} = 0$$

$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow R_B = 35.77 \text{ kn}$$

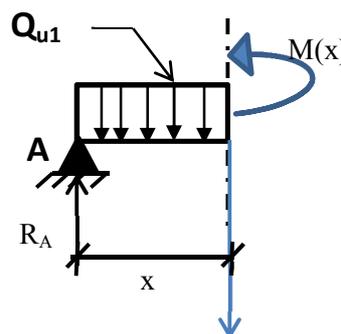
➤ Vérification

$$\sum F_v = R_A + R_B = 35.77 + 35.77 = Q_{u1} \times 1.25 + Q_{u2} \times 3.4 + Q_{u1} \times 1.25 = 71.55 \text{ kn}$$

➤ Détermination des effort tranchants et moment fléchissant :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.25 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - Q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2}$$



$$T(x) = R_A - Q_{u1} \cdot x$$

$$M(x) = 35.77 \cdot x - 11.28 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 35.77 - 11.28 \cdot x$$

$$x=0 \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ T(0) = 35.77 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$x=1.25 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} M(1.25) = 35.90 \text{ kn.m} \\ T(1.25) = 21.67 \text{ kn} \end{array} \right.$$

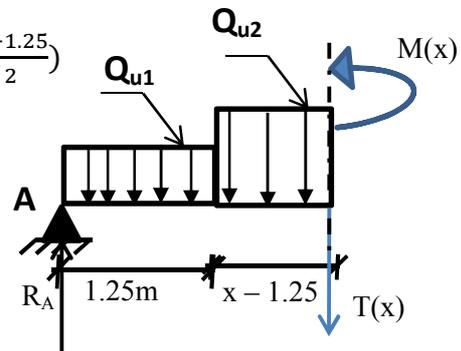
Section 1-1 : $1.25\text{m} \leq x \leq 4.65\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - Q_{u1} \cdot 1.25x \left(\frac{1.25}{2} + x - 1.25 \right) - Q_{u2} (x-1.25) \left(\frac{x-1.25}{2} \right)$$

$$T(x) = R_A - 1.25 \cdot Q_{u1} - Q_{u2} (x-1.25)$$

$$x=1.25\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(1.25) = 35.90 \text{ kn.m} \\ T(1.25) = 21.67 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$x=4.65\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(4.65) = 35.89 \text{ kn.m} \\ T(4.65) = -21.68 \text{ kn} \end{array} \right.$$



➤ Calcul le moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = \frac{R_A - 1.25 Q_{u1}}{Q_{u2}} + 1.25 = 2.94\text{m}$$

$$M_{u_{\max}} = M(2.94\text{m}) = 54.32 \text{ kn.m}$$

• Moment en appuis :

$$M_{\text{appui}} = -0.4 M_{\max} = -21.73 \text{ kn.m}$$

• Moment en travée :

$$M_{\text{travée}} = 0.8 M_{\max} = 43.45 \text{ kn.m}$$

➤ Etat limite de service :

➤ Calcul des reaction :

$$\sum_{M/B} = 0 \Rightarrow R_A \times 5.9 - Q_{s1} \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 3.4 + 1.25 \right) - Q_{s2} \times 3.4 \times \left(\frac{3.4}{2} + 1.25 \right) - Q_{s1} \times \frac{1.25^2}{2} = 0$$

$$\sum_{M/B} = 0 \Rightarrow R_A = 24.58 \text{ kn}$$

$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow -R_B \times 5.9 + Q_{s1} \times 1.25 \times \left(\frac{1.25}{2} + 3.4 + 1.25 \right) + Q_{s2} \times 3.4 \times \left(\frac{3.4}{2} + 1.25 \right) + Q_{s1} \times \frac{1.25^2}{2} = 0$$

$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow R_B = 24.58 \text{ kn}$$

➤ Vérification

$$\sum F_v = R_A + R_B = 24.58 + 24.58 = Q_{s1} \times 1.25 + Q_{s2} \times 3.4 + Q_{s1} \times 1.25 = 49.17 \text{ kn}$$

➤ Détermination des effort tranchants et moment fléchissant :

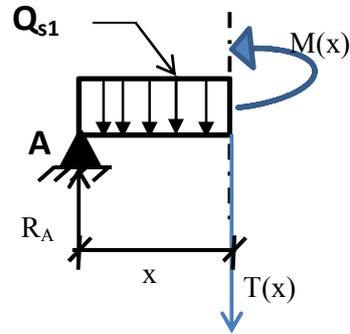
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.25 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - Q_{s1} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_A - Q_{s1} \cdot x$$

$$M(x) = 24.58 \cdot x - 7.77 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 24.58 - 7.77 \cdot x$$



$$x=0 \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ T(0) = 24.58 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$x=1.25\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(1.25) = 24.65 \text{ kn.m} \\ T(1.25) = 14.86 \text{ kn} \end{array} \right.$$

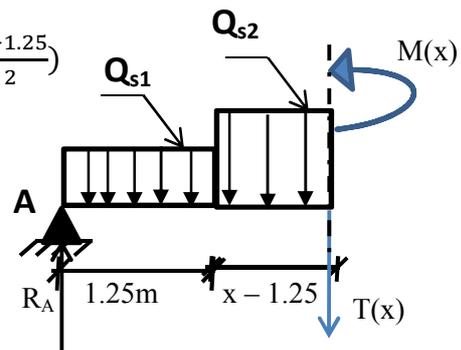
Section 2-2 : $1.25 \leq x \leq 4.65$

$$M(x) = R_A \cdot x - Q_{s1} \cdot 1.25x \left(\frac{1.25}{2} + x - 1.25 \right) - Q_{s2} (x-1.25) \left(\frac{x-1.25}{2} \right)$$

$$T(x) = R_A - 1.25 \cdot Q_{s1} - Q_{s2} (x-1.25)$$

$$x=1.25\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(1.25) = 24.65 \text{ kn.m} \\ T(1.25) = 14.86 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$x=4.65\text{m} \left\{ \begin{array}{l} M(4.65) = 24.32 \text{ kn.m} \\ T(4.65) = 24.32 \text{ kn} \end{array} \right.$$



➤ Calcul le moment fléchissant maximal :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow x_m = \frac{R_A - 1.25 Q_{s1}}{Q_{s2}} + 1.20 = 2.90 \text{ m}$$

$$M_{S_{\max}} = M(2.90 \text{ m}) = 37.28 \text{ kn.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{\text{appui}} = -0.4 M_{\max} = -14.91 \text{ kn.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 0.8 M_{\max} = 29.82 \text{ kn.m}$$

IV. 1.3 .1.Calcul de ferailage :

On prend le cas le plus défavorable c'est à le moment maximal

a)en travée :

- ❖ **etat limite ultime ELU :**

$$M_{\text{travée}} = 43.45 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{43.45 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.168$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.168 < \mu_l = 0.392 \quad \text{donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.231$$

$$\beta = 1 - 0.4 (0.231) = 0.907$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{43.45 \times 10^3}{348 \times 0.907 \times 13.5} = 10.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} [A_{\text{calculé}}, A_{\min}] = 10.20 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

$$A_s = 10.20 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On adopte } 10\text{HA}12 \text{ espacés de } 10\text{cm} (10.32 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

- **l'état limite de service :**

$$M_{\max} = 29.82 \text{ kn.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

La position de l'axe neutre :

$$y = \alpha \cdot d$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.153$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{29.82 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.115$$

$$y = \alpha \cdot d = 2.06 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 20000.79 \text{ cm}^4$$

Applications numériques :

$$\sigma_{bc} = 3.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc'} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} < \sigma_{bc'} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Les armatures de répartitions :

$$A_{\text{répartitions}} = \frac{A_{\text{principale}}}{4}$$

$$A_{\text{répartitions}} = \frac{10.30}{4} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6\text{HA}8 \longrightarrow A = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

6HA8 avec un espacement ($e=20 \text{ cm}$)

En appui :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.85 \times 10^3}{14.17 \times 110 \times 13.5^2} = 0.031$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.031 < \mu_l = 0.392 \quad \text{donc } A' \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0.4 (0.236) = 0.984$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8.85 \times 10^3}{348 \times 0.984 \times 13.5} = 1.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 110 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} [A_{\text{calculé}}, A_{\min}] = 1.91 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_{\text{répartitions}} = 1.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = 32.85 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{32.85 \times 10^3}{1.1 \times 0.15 \times 10^6} = 0.199 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.199 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversal ne sont pas nécessaire

❖ Dessin de ferrailage

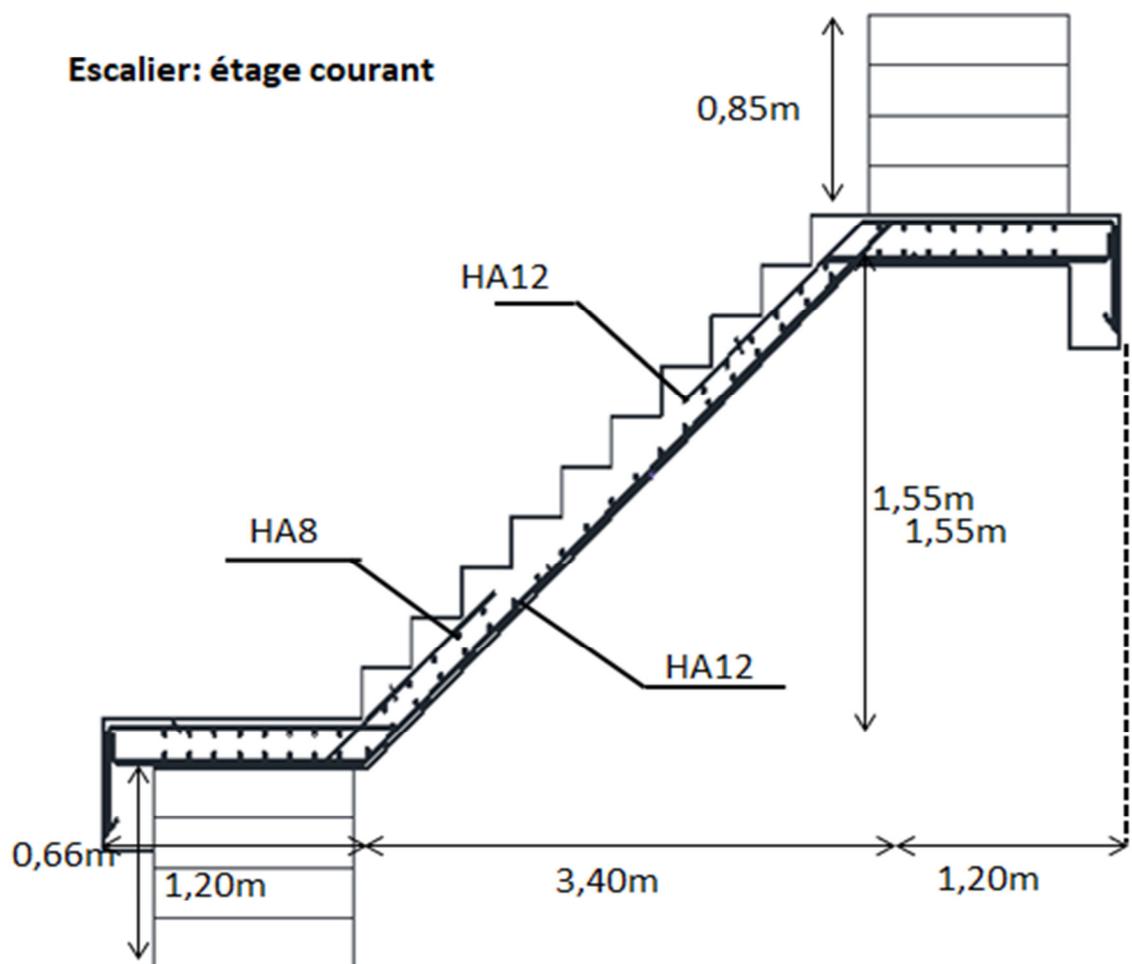


Fig.IV.7. ferrailage de l'escalier d'étage courant

IV. 2. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge due au vent estimé à 100 kg/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

Acrotère:

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = 168,75 \text{ kg/ml.}$$

La charge horizontale:

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

$$A = 0,1 \text{ coefficient d'accélération de la zone}$$

$$W_p = 168,75 \text{ kg/ml poids de l'acrotère}$$

$$C_p = 0,8 \text{ kN facteur de la force horizontale}$$

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 54 \text{ kg/ml}$$

$$G = 1,6875 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,54 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.1 Combinaisons d'action:

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

E.L.U :

$$M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ \text{ avec } MG = 0$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times l \Rightarrow M_u = 1.5 \times 0,54 \times 0,6 = 0,486 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1,6875$$

$$N_u = 2,2781 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$$M_s = MG + MQ \text{ avec } MG = 0.$$

$$M_s = MQ \Rightarrow M_s = 0,54 \times 0,60$$

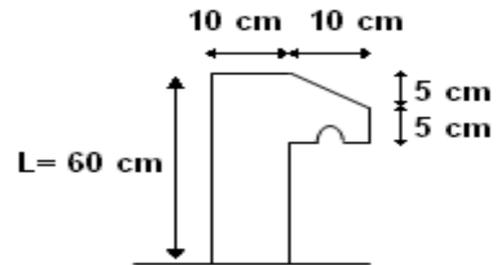


Fig.IV.8 : dimension de l'acrotère

$$M_s = 0,324 \text{ KN.m.}$$

$$N_s = G \Rightarrow N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

IV. 2.2.Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0,486 / 2,2781 \Rightarrow e = 0,2133 \text{ m}$$

$$h/6 = 10/6 = 1.67 \text{ cm}$$

$$e > 1.67 \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

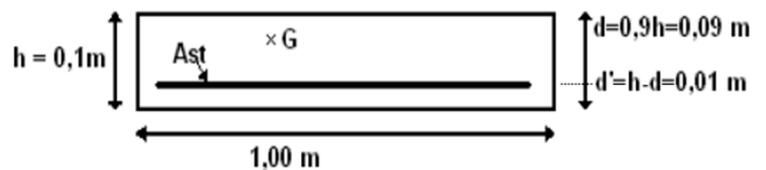


Fig.IV.9. La section de calcul de l'acrotère

IV. 2.3.Détermination du ferrailage :

❖ E.L.U :

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.09 \text{ m .}$$

$$d' = 0.1 - 0.09 \Rightarrow d' = 0.01 \text{ m}$$

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : c'est la distance entre les armatures inférieurs et la fibre la plus tendue.

Si la section est partiellement comprimée, il faut que la relation suivante soit vérifiée

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

Moment de flexion fictif (M_A) :

$$M_A = M_U + N_U x(d-2h)$$

$$= 0,486 + 2,2781 (0.09 -) 21.0$$

$$M_A = 57,71 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 \cdot fbc} \Rightarrow \mu = \frac{57,71 \cdot 10^{-5}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,005$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,005 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$ alors :

$$A_{st} =$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25 (1 - \mu) \frac{f_{bc}}{f_{ct}}$$

$$\alpha = 6,26 \cdot 10^{-3} \Rightarrow Z = 0,0898 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = f_{ct} / \gamma_s = 347,83 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors: } A_{st} = \frac{M}{\sigma_{st} \cdot Z} = \frac{1081,2270898 \cdot 0,1071,57}{83,3471} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,11926 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 b \cdot d = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,09 = 0,0207 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{st} > 1,087 \text{ cm}^2$ **$A_{st} = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

IV. 3. Etude du balcon :

- **La dalle pleine**

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, on adopte une épaisseur de $h = 15$ cm.

Le calcul se fera pour une bande de 1.00ml

IV. 3.1.Descente des charges:

La charge permanente : $G = 6.13 \text{ kn/m}^2$; $G = 6.13 \times 1 \text{ ml} = 6.13 \text{ kn/m}$

La charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ kn/m}^2$; $G = 3.5 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ kn/m}$

La charge $P = 1.5 \text{ kn/m}^2 \times 1.2 \text{ m} \times 1 \text{ ml} = 1.80 \text{ kn}$

IV. 3.2.Les combinaisons d'action:

- **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 13.52 \text{ kn/m}^2$$

$$p_u = 1,35P \Rightarrow p_u = 2.43 \text{ kn/ml}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 9.63 \text{ kn/ml}$$

$$p_s = P \Rightarrow p_s = 1.80 \text{ kn/ml}$$

IV. 3.3.Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants:

- **ELU:**

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1,00 \text{ m}$

$$M(x) = -p_u \cdot x - q_u \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -2.43 x - 13.52 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left[\begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ kn.m} \\ M(1,2) = -12.65 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

$$M'(x) = -2.43 - 13.52 x = 0$$

$$\Rightarrow x = -0,19 \text{ m} \notin [0, 1,20]$$

$$T(x) = p_u + q_u x$$

$$T(x) = 2.43 + 13.52 x$$

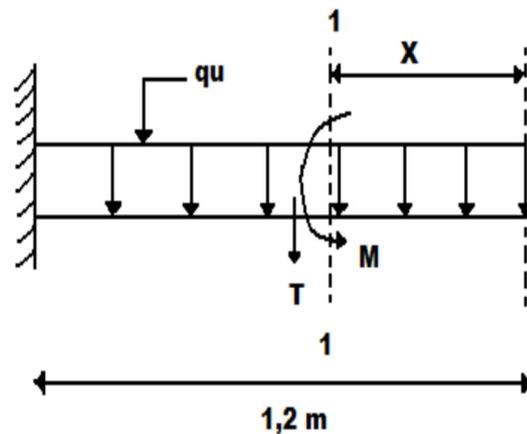


Fig.IV.10.section 1-1 de la dalle a l'ELU

$$\left[\begin{array}{l} T(0) = 2.43 \text{ kg} \\ T(1,20) = 18.65 \text{ kn} \end{array} \right.$$

• ELS:

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1,00\text{m}$

$$M(x) = -p_s \cdot x - q_s \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -1.8 x - 9.63 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kn.m} \\ M(1,2) = -9.09 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -1.8 - 9.63 x = 0$$

$$\Rightarrow x = -0,18\text{m} \notin [0, 1,20]$$

$$T(x) = p_s + q_s x$$

$$T(x) = 1.8 + 9.63 x$$

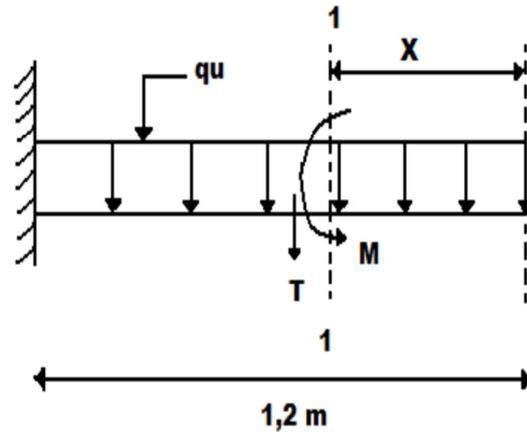


Fig.IV.11.:section 1-1 de la dalle a l'ELU

$$\begin{cases} T(0) = 1.8 \text{ kg} \\ T(1,20) = 13.35 \text{ kn} \end{cases}$$

IV. 3.4.Récapitulatif des moments et des efforts tranchants de type 1:

x(m)	ELS		ELU	
	M(x) kn.m	T(x) kn	M(x) kn.m	T(x) kn
0	0	1.8	0	2.43
1.2	-9.09	13.35	-12.65	18.65

Tab. IV.2 :récapitulatif de M et T de la dalle pleine

IV. 3.5. Détermination du ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

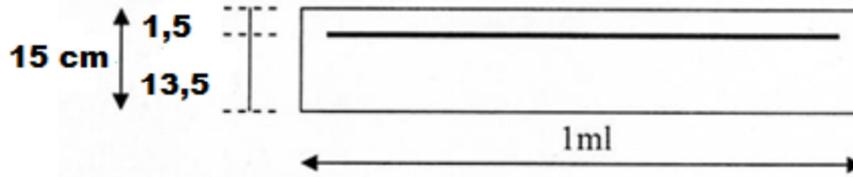


Fig.IV.12 ::schéma du balcon

• ELU :

$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm.}$$

$$b = 1 \text{ ml.}$$

$$f_{cb} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

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

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b b d^2} = \frac{12,65 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,048$$

$$\mu_l = 0,392 \text{ pour FEE400}$$

$\mu < \mu_l$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4(0,062) = 0,979$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12,65 \times 10^3}{348 \times 0,975 \times 13,5} = 2,76 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

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

$$A = \text{Max} [A_{\text{calculé}}, A_{\min}] = 2,76 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures

Le choix : $A_s \Rightarrow 3T12$ » de section **3,39** cm²/ml.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85$$

Le choix : $A_{\text{répartition}} \Rightarrow 3\text{T8}$ de section $1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification à l'ELS :

$M_s = 9.09 \text{ kn.m}$

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

$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$ et $n = 15$.

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d-x) = 0 \Rightarrow 50 x^2 - 15 \times 3,39 (13,5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 347$$

$$\Rightarrow x = 3.23 \text{ cm}$$

- **moment d'inertie:**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.23^3}{3} + 15 \times 3.39 (13.5 - 3.23)^2$$

$$I = 6486,56 \text{ cm}^4$$

$$I = 6,48 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.09 \times 10^3 \times 3.23}{6486.56} = 4.49 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_s = n \frac{M_s (d-x)}{I}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{9.09 \times 10^3 (13.5 - 3.23)}{6486.56} = 195.87 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles:**

acier :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta x f t 28} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\sigma_s = \min (266.66 ; 201.63)$$

Vérification:

$$\sigma_{bc} = 4,25 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_s = 195.87 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$A_{min} = 0,5 \% b.h$ d'après RPA99.

$$A_{min} = 0,5 \% 100 \times 15 = 7.92 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 7 \text{ T12} = 7,92 \text{ cm}^2$

Avec : $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_r \Rightarrow 4\text{T10}$ de section $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Vérification au cisaillement:**

$$T_{max} = 18.65 \text{ kn.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{18.65 \times 10^3}{100 \times 13.5 \times 10^2} = 0.138 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,138 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.00} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0.15 > 0.0625 \quad \text{C.V}$$

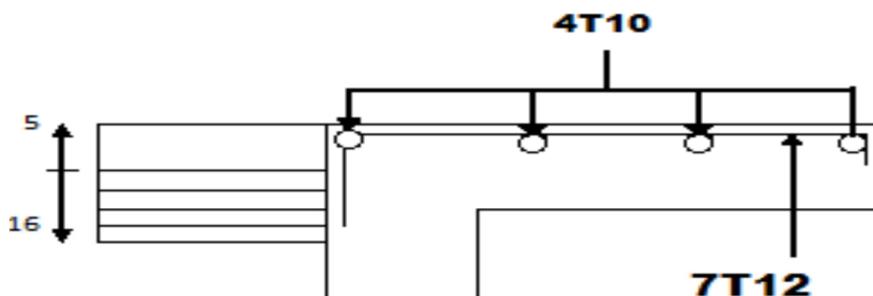


Fig.IV.13.Ferrailage de la dalle pleine de type 1 étage courant

V.1 .Introduction

Vu que l’activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d’importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

V. 2. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l’équation d’un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\}.....(1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L’analyse d’un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d’équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi).....(2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi).....(3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l’équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0.....(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} = \{0\}.....(5)$$

Ce système d’équation est un système à (n) inconnues “ A_i ”. Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s’annule c’est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2[M] = 0.....(6)$$

L’expression ci-dessus est appelée “Equation caractéristique”.

En développant l’équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2;; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

V.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul de structure

V.4. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type de poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (wall) à quatre nœuds.
- Les planchers sont modélisés par deux éléments surfaciques (slab) pour dalles pleines et (plank) pour les Corps creux.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.5. Modélisation de la masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec ($\beta=0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 KN/m³.

V.6. Etude sismique

V.6.1.Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Pour notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS**.

V.6.2.Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.6.2.1. La méthode statique équivalente

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

V.6.2.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

❖ Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90%.

- 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 (3) dans chaque direction considérée.

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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

g=9,81

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est appartient au groupe d'usage « 2 » (bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tizi Ouzou (zone IIa).

Donc : l'accélération du zone A=0,15

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=5 (Mixte portique /voiles avec interaction).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$T_1=0,15$ s et $T_2=0,4$ s (site ferme S2)

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau 1: Pénalités du facteur de qualité

Critère « q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.00
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.15

$$Q = 1 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,1 = 1,15$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenu par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur à 80 % de la résultante des forces sismique déterminier par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ' $V_t > 0,8V$ '.

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$. (RPA 99V2003 page 36)

Où :

V_t : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente

V.6.3 .Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

$$A = 0,15.$$

$$R = 5$$

$$Q = 1,15$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissant (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Où :

$$- \eta = 0,88. \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0.40 s \quad T = ?$$

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 43,18 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 22,32 \text{ m}$$

$$D_y = 24,10 \text{ m}$$

AN:

$$- T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (43,18)^{3/4} = 0,84 \text{ s. Dans les deux directions}$$

Condition sur la période fondamentale

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

Donc : T empirique= ($T_x = 0.76 \text{ s}$ et $T_y = 0.73 \text{ s}$) s

$$T_x = \min (0,82 ; 0,84) \rightarrow T_x = 0,82 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,79 ; 0,84) \rightarrow T_y = 0,79 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.369 \text{ s ; } D_y = 1,399 \text{ s}$$

$$(\text{Sens X}) : \frac{A_x D_x Q}{R} = \frac{0,15 \times 1.369 \times 1,15}{5} = 0.04704$$

$$(\text{Sens Y}) : \frac{A_y D_y Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,399 \times 1,15}{5} = 0.04826$$

1.1.1 Modèle de disposition des éléments de rigidité et vérification d'ensemble :

1^{ère} variante :

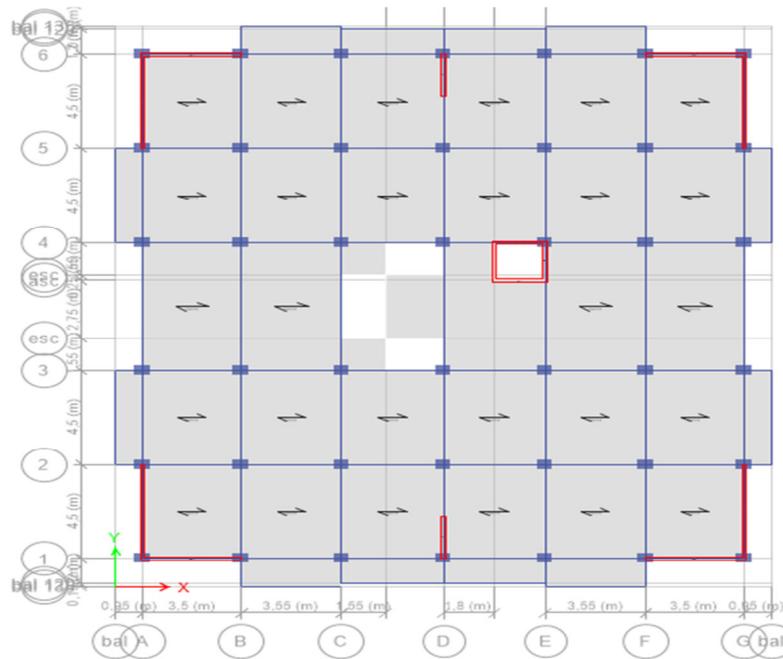


Figure 0V-01: 1^{ère} variante de disposition des voiles

Périodes et taux de participation massique :

Tableau 2:Périodes et taux de participation massique

	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Nature de mouvement
Modal	1	1,228	0,6816	0,0181	Translation XX
Modal	2	1,055	0,7024	0,6879	Torsion
Modal	3	0,778	0,707	0,7016	Torsion
Modal	4	0,394	0,8425	0,7023	
Modal	5	0,335	0,8426	0,7159	
Modal	6	0,332	0,8429	0,8582	
Modal	7	0,316	0,8469	0,8584	
Modal	8	0,257	0,847	0,8584	
Modal	9	0,25	0,8475	0,8584	
Modal	10	0,235	0,8835	0,8591	
Modal	11	0,219	0,8844	0,8591	
Modal	12	0,205	0,8844	0,8594	

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tableau 3: comparaison entre la période dynamique et la période empirique

Tx [s]	Ty [s]	1.3 Tx [s]	1.3 Ty [s]	T (x) mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0,82	0,79	1.066	1.027	1.228	1.055	Non Vérifier

2^{ème} variante :

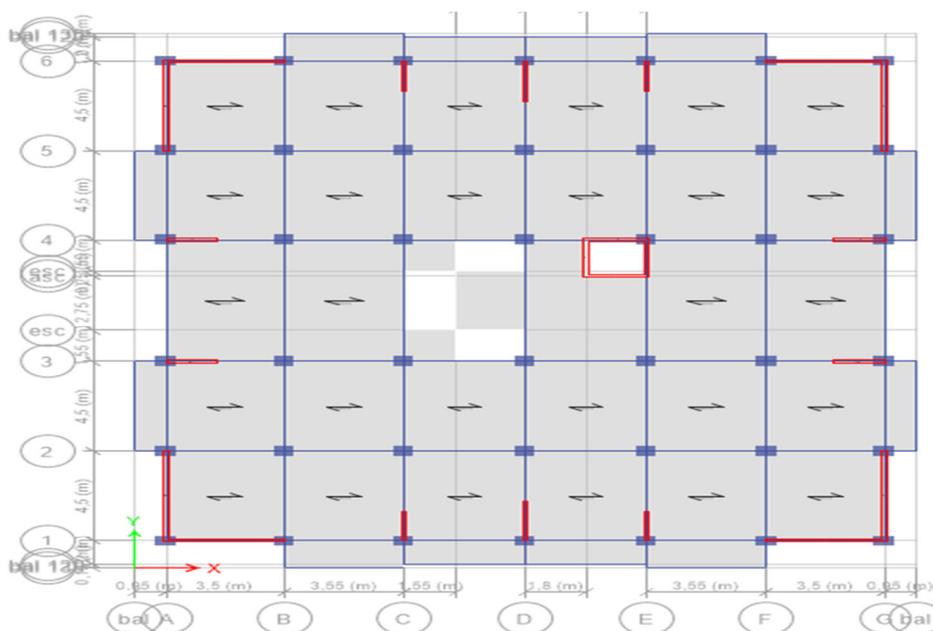


Figure V-2: 2^{ème} variante de disposition des voiles

Périodes et taux de participation massique :

Tableau 4:Périodes et taux de participation massique

	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Nature de mouvement
Modal	1	0,787	0,1584	0,226	Torsion
Modal	2	0,742	0,5066	0,5771	Torsion
Modal	3	0,648	0,721	0,6977	Torsion
Modal	4	0,227	0,858	0,7097	
Modal	5	0,214	0,8676	0,8622	
Modal	6	0,171	0,8711	0,8649	
Modal	7	0,113	0,9292	0,8669	
Modal	8	0,102	0,9309	0,9296	
Modal	9	0,078	0,9311	0,9297	
Modal	10	0,071	0,9607	0,9304	
Modal	11	0,063	0,9613	0,9611	
Modal	12	0,05	0,9772	0,9614	

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tableau 5:comparaison entre la période dynamique et la période empirique

Tx [s]	Ty [s]	1.3 Tx [s]	1.3 Ty [s]	T (x) mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0,82	0,79	1.066	1.027	0,787	0.742	Verifier mais 1° mode Rotation

3^{ème} variante :

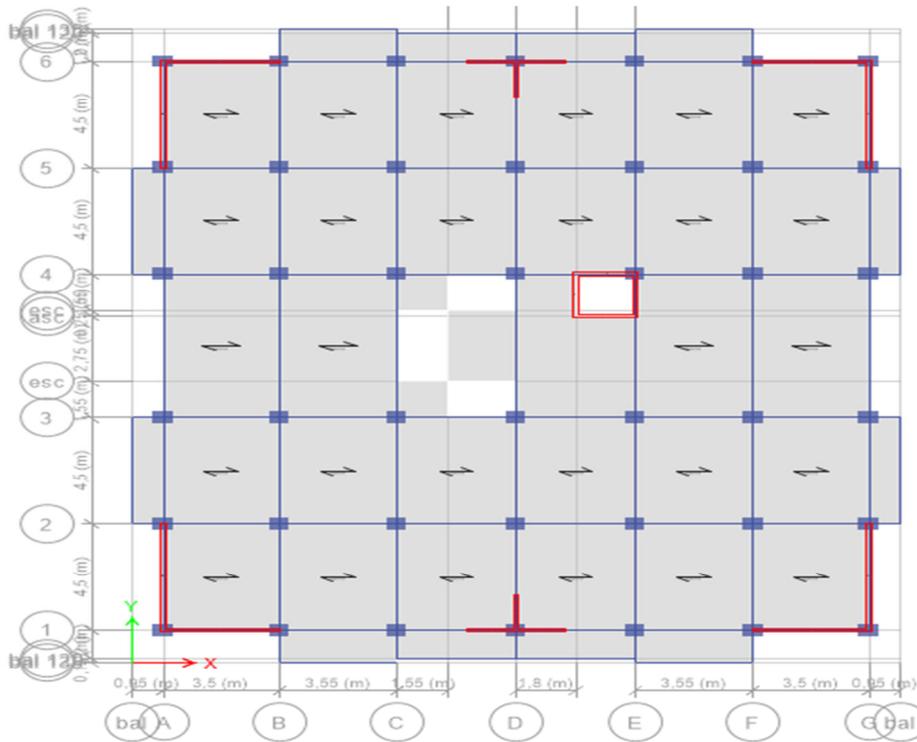


Figure V-3: 3^{ème} variante de disposition des voiles

Périodes et taux de participation massique :

Tableau 6:Périodes et taux de participation massique

	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Nature de mouvement
Modal	1	1,048	0,6906	0,0014	Translation XX
Modal	2	0,998	0,092	0,6771	Translation YY
Modal	3	0,687	0,6921	0,6774	Torsion
Modal	4	0,281	0,8582	0,6776	
Modal	5	0,251	0,8583	0,8607	
Modal	6	0,168	0,8583	0,8608	
Modal	7	0,129	0,9246	0,8608	
Modal	8	0,113	0,9247	0,9296	
Modal	9	0,077	0,9577	0,9296	
Modal	10	0,076	0,9577	0,9296	
Modal	11	0,069	0,9578	0,9624	
Modal	12	0,053	0,9755	0,9624	

Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :

Tableau 7: comparaison entre la période dynamique et la période empirique

Tx [s]	Ty [s]	1.3 Tx [s]	1.3 Ty [s]	T (x) mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0,82	0,79	1.066	1.027	1.048	0,998	Verifier

La 3^{ème} variante est retenue pour notre projets.

Résultantes des forces sismiques de calcul :

RPA99 version 2003 dans son article (4.3.6) exige 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 celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) doit être augmenter par le rapport :

$$r = \frac{0,8 V}{V_t}$$

Tableau 8: vérification de l'effort tranchant à la base

Load Case/Combo	FX [KN]	FY [KN]
$V_t(x)$	2634,7521	0
$V_t(y)$	0	2712,2448
$V(x)$	4757,8095	0
$V(y)$	0	3578,9521
$\frac{V_t}{V} < 0.8$	0,55	0,75
COEF MAJO	1.45	1.06

➤ **Après majoration :**

Load Case/Combo	FX [KN]	FY [KN]
$V_t(x)$	3820.3905	0
$V_t(y)$	0	2874.9794
$V(x)$	4757,8095	0
$V(y)$	0	3578,9521
$\frac{V_t}{V} < 0.8$	0,80	0,80

V.6.4. Vérification des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau 9: Vérification des déformation

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{kx} = R * \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
12 étage	3060	33,768	23,6	118,188	82,614	9,31	7,259	30,6	verifiée	verifiée
11 étage	3060	31,108	21,53	108,878	75,355	9,765	7,483	30,6	verifiée	verifiée
10 étage	3060	28,318	19,39	99,113	67,872	10,171	7,6125	30,6	verifiée	verifiée
9 étage	3060	25,412	17,22	88,942	60,2595	10,5945	7,742	30,6	verifiée	verifiée
8 étage	3060	22,385	15,01	78,3475	52,5175	10,9095	7,777	30,6	verifiée	verifiée
7 étage	3060	19,268	12,78	67,438	44,7405	10,9795	7,6475	30,6	verifiée	verifiée
6 étage	3060	16,131	10,6	56,4585	37,093	10,9095	7,4445	30,6	verifiée	verifiée
5 étage	3060	13,014	8,471	45,549	29,6485	10,5735	7,0735	30,6	verifiée	verifiée
4 étage	3060	9,993	6,45	34,9755	22,575	9,884	6,496	30,6	verifiée	verifiée
3 étage	3060	7,169	4,594	25,0915	16,079	8,9145	5,7925	30,6	verifiée	verifiée
2 étage	3060	4,622	2,939	16,177	10,2865	7,497	4,844	30,6	verifiée	verifiée
1 étage	3060	2,48	1,555	8,68	5,4425	2,8	3	30,6	verifiée	verifiée
RDC	3400	0,903	0,564	3,1605	1,974	2,8	3	34,00	verifiée	verifiée

Vérification de l'effet $P - \Delta$

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être **négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux** :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 .$$

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Tableau 10: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX

Sens XX		V_{Kx}	P_K (KN)	Δ_{Kx}	θ_{Kx}	
Niveaux	h (mm)	(KN)		(mm)		
12 étage	3060	984,4691	6279,5354	52,01	0,10	C.V
11 étage	3060	1634,0764	11598,8057	45,39	0,10	C.V
10 étage	3060	2142,5699	17024,3515	38,5	0,10	C.V
9 étage	3060	2579,1343	22449,8972	52,01	0,10	C.V
8 étage	3060	2950,1893	27875,443	45,39	0,10	C.V
7 étage	3060	3280,8232	33428,7845	38,5	0,10	C.V
6 étage	3060	3585,179	38982,126	31,5	0,09	C.V
5 étage	3060	3861,0878	44535,4676	24,54	0,09	C.V
4 étage	3060	4116,4812	50229,9422	17,89	0,07	C.V
3 étage	3060	4338,1266	55866,0204	11,76	0,05	C.V
2 étage	3060	4520,433	61560,495	6,51	0,03	C.V
1 étage	3060	4668,4015	67353,9572	2,52	0,01	C.V
RDC	3400	4757,8095	73374,3713	2,52	0,01	C.V

Tableau 11: Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY

Sens YY		V_{ky}	$P_K(KN)$	Δ_{Ky}	θ_{KX}	
Niveaux	h (mm)	(KN)		(mm)		
12 étage	3060	746,2049	6279,5354	35,69	0,10	C.V
11 étage	3060	1247,9962	11598,8057	33,56	0,10	C.V
10 étage	3060	1625,9942	17024,3515	29,98	0,10	C.V
9 étage	3060	1944,5881	22449,8972	35,69	0,10	C.V
8 étage	3060	2223,5388	27875,443	33,56	0,10	C.V
7 étage	3060	2468,1122	33428,7845	29,98	0,10	C.V
6 étage	3060	2690,7587	38982,126	25,14	0,10	C.V
5 étage	3060	2898,8287	44535,4676	24,22	0,10	C.V
4 étage	3060	3088,2996	50229,9422	17,36	0,09	C.V
3 étage	3060	3252,0659	55866,0204	11,2	0,06	C.V
2 étage	3060	3396,101	61560,495	6,055	0,04	C.V
1 étage	3060	3512,8063	67353,9572	2,24	0,01	C.V
RDC	3400	3578,9521	73374,3713	2,24	0,01	C.V

VI.1 .Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99 version 2003).

Les règles du C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles du R.P.A.99 version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant donc ils seront calculés à la flexion composée.

VI.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- Situation durable et transitoire

-Béton :

$$\gamma_b=1,5 \quad f_{c28}=25MPa \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 MPa ;$$

-Acier :

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

- Situation accidentelle

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = 18,48MPa$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400MPa \quad \sigma_s = 400MPa$$

➤ Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon BAEL 91

$$ELU \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

$$ELS \dots\dots\dots G + Q$$

➤ Selon RPA 99 (situation accidentelle)

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour des différentes combinaisons des efforts internes

N_{\max}	;	M correspondant
N_{\min}	;	M correspondant
M_{\max}	;	N correspondant

VI.3 Ferrailage longitudinales

VI.3 .1-Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

VI.3.2- Recommandations du RPA 99/version2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003).
- la longueur minimale des recouvrements est 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa (RPA99/version2003).

VI.3 Ferrailage transversal

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales.

✓ Espacement des cadres.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit (RPA 99 version 2003) :

- Dans la zone nodale :
 $t \leq \min (10\phi , 15\text{cm})$ (zone IIa)
- Dans la zone courante :
 $t' \leq 15\phi$ (zone IIa)

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme

suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeur limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ .

❖ Exemple de calcul.

On calcul comme un exemple le ferrailage du poteau de dimensions 50x60cm du RDC, ayant les caractéristiques suivantes :

$S = 50 \times 60$; $C = C' = 5\text{cm}$; Acier Fe E400; $d=0,9h=54\text{ cm}$.

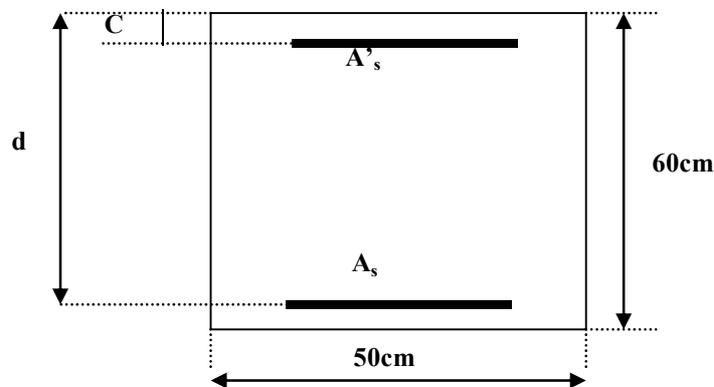


Figure VI.1: coupe d'un poteau de dimensions 50x60cm

Comme sollicitations on a :

- **Situation durable et transitoire (SDT):**

$$N_{\text{Max}} = 3006,9729 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corres}} = 59,2978 \text{ KN.m}$$

Position du point application de effort normal N:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{59,2978}{3006,9729} = 1,97 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1,97 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

- **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifier:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right]$$

Poteau faisant partie d'un bâtiment $\Rightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 3,40 = 2,38 \text{ m}$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{238}{60} = 3,97 < \max[15; 0,3] = 15$$

⇒ Le calcul de la section se fera en flexion compose par la majoration des sollicitations comme suit:

$$\begin{cases} N' = N \\ M' = N \cdot (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{1}{250} \right] \Rightarrow = 2 \text{ cm}$$

Calcul de l'excentricité du 1^{er} ordre:

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset] \quad \text{avec } \emptyset = 2$$

$$\alpha' = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{2.67}{2.67 + 0.53} = 0,834$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2,38^2}{10^4 \cdot 0,6} \cdot [2 + 0,834 \cdot 2] = 1.04 \text{ cm}$$

- **Efforts majorés:**

$$\begin{cases} N' = 3006,9729 \\ M' = 3006,9729 \times (1,97 + 2 + 1.04) \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N' = 3006,9729 \text{ KN} \\ M' = 150,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Position du point d'application de l'effort N':**

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{150,65}{3006,9729} = 4,44 \text{ cm}$$

$$e_0 = 4,44 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée:**

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N'(d - c_1) - M'_1$$

Moment par rapport au armatures les moins comprimées:

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 150,65 + 3006,9729 \cdot \left(0,54 - \frac{0,6}{2} \right) = 872,32 \text{ KN.m}$$

$$N'(d - c_1) - M'_1 = 3006,9729 \cdot (0,54 - 0,06) - 872,32 = 571,026 \text{ KN.m}$$

$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = 654,336 \text{ KN.m} > N'(d - c_1) - M'_1 = 571,026 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée, alors le calcul se fera en flexion simple avec un moment par rapport au armatures tendues.

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = (0,337 \cdot 60 - 0,81 \cdot 6) \cdot 14,2 \cdot 50 \cdot 60 = 654,336 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de l'armature comprimée:**

$$\mu = \frac{M'_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{872320}{50 \times 54^2 \times 14,2} = 0,421$$

$\mu = 0,421 > \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow donc : les armatures de compression sont nécessaire

- **Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états :**

Moment limite :

$$M'_{11} = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0,392 \cdot 14,2 \cdot 50 \cdot 45^2 = 563,598 \text{ KN.m}$$

- **Moment résiduel :**

$$\Delta M'_1 = M'_1 - M'_{11} = 401,902 - 563,598 = -161,696 \text{ KN.m}$$

$$0,4M'_1 = 0,4 \cdot 401,902 = 160,761 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M' = -161,696 \text{ KN.m} < 0,4M'_1 = 160,761 \text{ KN.m} \quad \text{OK}$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d} = \frac{563598}{348 \cdot 0,733 \cdot 45} = 49,10 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L}$$

$$1000\varepsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1,739$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\beta_L = 1 - 0,4 \alpha_L = 0,733$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d} = \frac{563598}{348 \cdot 0,733 \cdot 45} = 49,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{12} = \frac{\Delta M'}{\sigma_s \cdot (d - \delta' d)} = \frac{161696}{348 \cdot (45 - 0,111)} = 10,35 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A_1 = A_{11} + A_{12} = 49,10 \end{cases}$$

- **En flexion composée :**

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 49,10 - \frac{1644460}{100 \cdot 348} = 1,84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Situation accidentelle (SA) :

$$\begin{cases} N = 1152,15 \text{ KN} \\ M = 23,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Position du point application de l'effort normal de traction N :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{23,02}{1152,17} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = 2 \text{ cm} < \frac{h}{2} - \delta' d = \frac{50}{2} - 5 = 20 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

Détermination des armatures:

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N \cdot a}{100 \cdot \sigma_{10} \cdot (d - c_1)} \\ A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1 \end{cases}$$

$$a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 45 - \frac{50}{2} - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_1 = \frac{1152170 \cdot 18}{100 \cdot 400 \cdot (45 - 5)} = 12,96 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{1152170}{100 \cdot 400} - 12,96 = 15,84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Ferrailage minimale (CBA) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 50 \cdot 54 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max(1,84 ; 3,26)$$

$$A = 3,26 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$\begin{cases} A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}} ; A_{\text{SA}} ; A_{\text{cnf}}) = \max(0 ; 12,96 \text{ cm}^2 ; 3,26) \\ A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}} ; A_{\text{SA}} ; A_{\text{cnf}}) = \max(0 ; 15,84 \text{ cm}^2 ; 3,26) \\ A_{\text{sup}} = 12,96 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{inf}} = 15,84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Choix des armatures et dessin de ferrailage:**

$$2\text{HA}25 + 2\text{HA}20 \Rightarrow A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 16,08 \text{ cm}^2$$

❖ **E.L.S :**

- **Vérification des contraintes :**

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67 ; 201,63),$$

$$M_s = 8,81 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_s = 1195,61 \text{ KN.}$$

$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{8,81}{1195,61} = 0,74 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression de l'effort normal à l'ELS N_s se trouve à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée (SEC).

$$e_G = \frac{M_{ser}^G}{N'_{ser}} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15. (A'_1 + A'_2)]. V_2}$$

- Coordonnées du centre de gravité de la section homogène :

$$V_1 = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + 15. (A'_1 \cdot d' + A'_2 d)}{b \cdot h + 15. (A'_1 + A'_2)} = \frac{50 \cdot 50 \cdot 25 + 15 \cdot 16,08 \cdot (5 + 45)}{50 \cdot 50 + 15 \cdot (16,08 + 16,08)}$$

$$V_1 = 25 \text{ cm.}$$

- Moment de la section homogène :

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N'_{ser} \cdot \left(\frac{h}{2} - v_1 \right) = 8,81 - 1195,61 \cdot \left(\frac{50}{2} - 25 \right) = 8,81 \text{ KN. m}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15. [A'_1 (v_1 - d')^2 + A'_2 (d - v_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{50}{3} (30^3 + 30^3) + 15. [16,08 (25 - 5)^2 + 16,08 (45 - 25)^2]$$

$$I_{xx'} = 713793,33 \text{ cm}^4$$

$$e_G = \frac{M_{ser}^G}{N'_{ser}} = \frac{8,81}{1195,61} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15. (A'_1 + A'_2)]. V_2} = \frac{713793,33}{(50 \cdot 50 + 15 \cdot (16,08 + 16,08)) \cdot 25} = 9,57 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,74 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{[B + 15. (A'_1 + A'_2)]. V_2} = 9,57 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée (SEC).}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_0 = \frac{N'_{ser}}{100 \cdot B_0} = \frac{N'_{ser}}{100 \cdot [B + 15. (A'_1 + A'_2)]} = \frac{1195,61}{100 \cdot (50 \cdot 50 + 15 \cdot (16,08 + 16,08))} = 4 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{M_G^{ser}}{I_{xx'}} = \frac{8810}{713793,33} = 0,012$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + k \cdot v_1 = 4 + 0,012 \cdot 25 = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_b^2 = \sigma_0 - k \cdot v_2 = 4 - 0,012 \cdot 25 = 1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_s^1 = 15 \cdot [\sigma_0 + k \cdot (v_1 - d')] = 15 \cdot (4 + 0,012 \cdot (25 - 5)) = 116,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 116,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \cdot [\sigma_0 - k \cdot (d - v_1)] = 15 \cdot (4 - 0,012 \cdot (45 - 25)) = 56,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 56,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Conclusion :**

les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisis sont suffisants à l'ELS.

Le ferrailage des autres poteaux est récapitulé dans le tableau ci-dessous.

➤ **Vérification des conditions de l'RPA 99 version 2003 :**

Ferrailage minimal :

$$\text{Zone IIa} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,8}{100} \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$$

L'ensemble des armatures longitudinales est :

$$(4 \text{ HA25} + 8 \text{ HA20}) \text{ soit } 44,772 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 20 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifier}$$

Ferrailage maximal :

$$A_{\max} = \begin{cases} 3 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{\max} = \begin{cases} \frac{3}{100} \cdot 50 \cdot 60 = 90 \text{ cm}^2 > 44,772 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \\ \frac{6}{100} \cdot 50 \cdot 60 = 180 \text{ cm}^2 > 44,772 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{cases}$$

Tableau 1: Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinale des poteaux

NIV	Section [cm ²]	A _s calcul [cm ²]		Choix d'armature	A _s adopté [cm ²]	A _{min} RPA [cm ²]	A _{max} RPA [cm ²]		Vérification A l'ELS
		A _s inf	A _s sup				Z recouv	Z courante	
12	30x40	1,23	0,86	12 HA12	13,572	9,6	72	36	C.V
11	30x40	1,23	0,86	12 HA12	13,572	9,6	72	36	C.V
10	35x45	1,70	1,04	12 HA12	13,572	12,6	94.5	47,25	C.V
9	35x45	1,70	1,04	12 HA12	13,572	12,6	94.5	47,25	C.V
8	35x45	1,70	1,04	12 HA12	13,572	12,6	94.5	47,25	C.V
7	40X50	2,31	1,14	12 HA14	18.468	16	120	60	C.V
6	40X50	2,31	1,14	12 HA14	18.468	16	120	60	C.V
5	40X50	2,31	1,14	12 HA14	18.468	16	120	60	C.V
4	45X55	9,42	8,18	12 HA16	24.13	19.8	148.5	74.25	C.V
3	45X55	9,42	8,18	12 HA16	24.13	19.8	148.5	74.25	C.V
2	45X55	9,42	8,18	12 HA16	24.13	19.8	148.5	74.25	C.V
1	50x60	20,75	19,94	4 HA25 + 8 HA20	44.77	24	180	90	C.V
RDC	50X60	20,75	19,94	4 HA25 + 8 HA20	44.77	24	180	90	C.V
SS	50X60	20,75	19,94	4 HA25 + 8 HA20	44.77	24	180	90	C.V

Calcul des armatures transversales

Vérification des poteaux à l'effort tranchant maximum, on prend l'effort tranchant maximal et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux dans le même niveau.

$$V_{\max} = 44,93 \text{ KN}$$

On vérifié la condition préconise par le RPA99 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (art 7.4.2.2)}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales.

L'espacement entre les armatures transversales :

D'après le RPA99 (art 7.4.2.2), la valeur maximale est fixée comme suit :

- dans la zone nodal : (zone IIa)

$$t \leq \min (10\phi ; 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq 15 \text{ cm}$$

- dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \Rightarrow t' \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{ zone IIa })$$

On opte $t = 20 \text{ cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Détermination de ρ_a :

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4,08}{0.5} = 5,71 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Détermination de A_t :

$$\text{D'où } A_t = \frac{2,5 \times 44930 \times 20}{50 \times 400 \times 100} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit 4 T8 , $A_t = 2,012 \text{ cm}^2$ (1cadre $\Phi 8$ + 1cadre $\Phi 8$).

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} = \frac{2,012}{15 \times 50} = 0,3 \% \text{ Condition vérifier } (\lambda_g = 5,71 \geq 5).$$

Tableau 2: Tableau récapitulatif du ferrailage transversale des poteaux

Niveau	Type	Hauteur [m]	V [KN]	Espacement t [cm]		λ	ρ_{at}	At Calculé [cm ²]	At Choisi [cm ²]		Vérification si $\frac{A_t}{t \times b} \geq 0,3\%$
				Z. N	Z. C						
SS	50x60	3,06	87,74	10	15	4,28	2,5	0,84	2,012	4 ø 8	0,3 ok
RDC	50x60	3,40	87,74	10	15	4,76	2,5	0,84	2,012	4 ø 8	0,3 ok
1 ^{er} étage	50x60	3,06	87,74	10	15	4,28	2,5	0,84	2,012	4 ø 8	0,3 ok
2 ^{ème} étage	45x55	3,06	118	10	15	4,76	3,75	1,67	2,012	4 ø 8	0,3 ok
3 ^{ème} étage	45x55	3,06	118	10	15	4,76	2,5	1,34	2,012	4 ø 8	0,3 ok
4 ^{ème} étage	45x55	3,06	118	10	15	4,76	2,5	1,34	2,012	4 ø 8	0,3 ok
5 ^{ème} étage	40x50	3,06	122.29	10	15	5,35	2,5	1,24	2,012	4 ø 8	0,4 ok
6 ^{ème} étage	40x50	3,06	122.29	10	15	5,35	2,5	1,24	2,012	4 ø 8	0,4
7 ^{ème} étage	40x50	3,06	122.29	10	15	5,35	2,5	1,02	2,012	4 ø 8	0,4
8 ^{ème} étage	35x45	3,06	113.23	10	15	6,12	2,5	1,02	2,012	4 ø 8	0,4
9 ^{ème} étage	35x45	3,06	113.23	10	15	6,12	2,5	1,02	2,012	4 ø 8	0,4
10 ^{ème} étage	35x45	3,06	113.23	10	15	6,12	2,5	1,02	2,012	4 ø 8	0,4
11 ^{ème} étage	30x40	3,06	93.57	10	15	7,14	2,5	1,02	2,012	4 ø 8	0,4
12 ^{ème} étage	30x40	3,06	93.57	10	15	7,14	2,5	1,02	2,012	4 ø 8	0,4

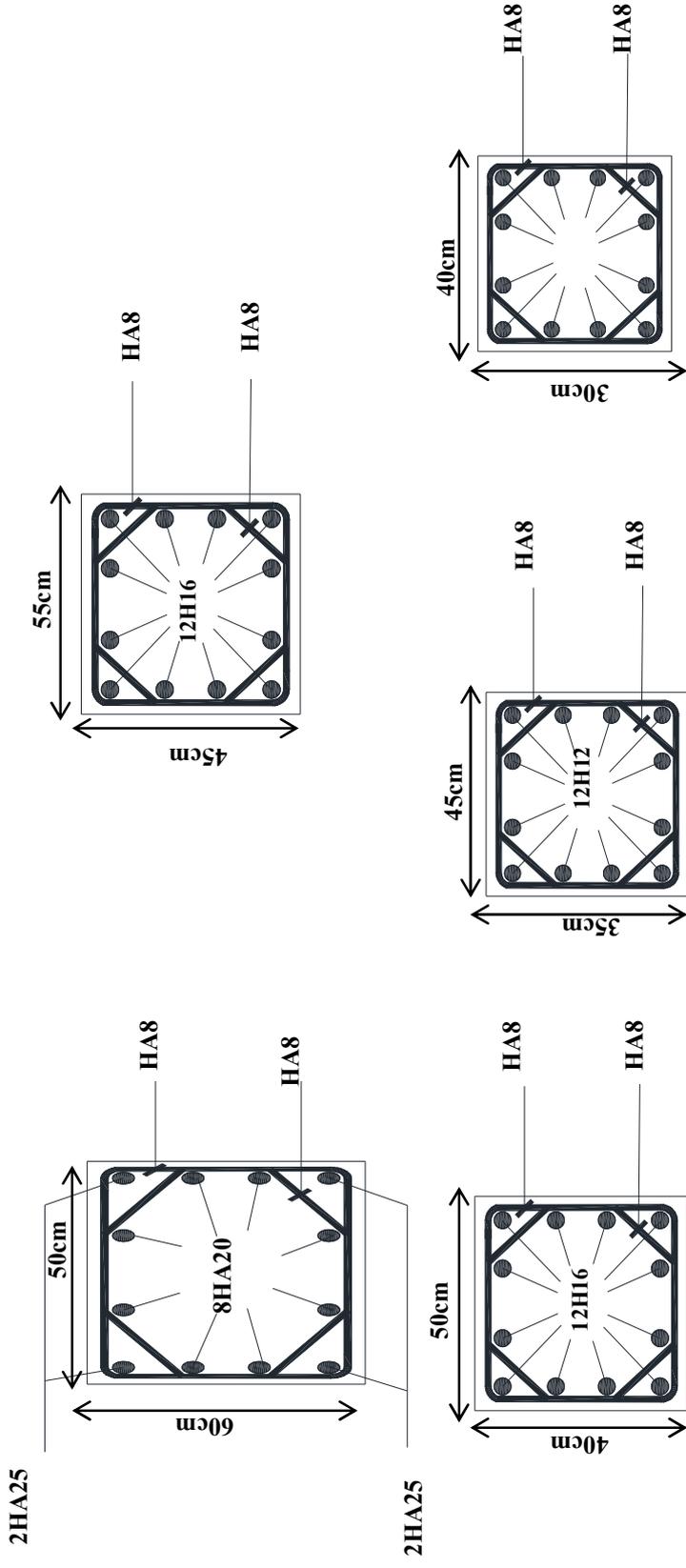


Figure VI.2: Croquis des ferrillages des poteaux

2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Les Etapes de calcul de la section d'armature sont résumées par l'organigramme de la flexion simple à ELU (annexe N° 05).

Prescriptions données par RPA99/version 2003

2.1 Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

2.2 Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

Situation durable et transitoire (SDT)

-Béton :

$$\gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,17\text{MPa} ;$$

-Acier :

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

Situation accidentelle (SA)

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = 18,48\text{MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s = 400\text{MPa}$$

Exemple de calcul

On prend comme exemple la poutre principale de dimensions $35 \times 45 \text{ cm}^2$, sous les sollicitations (moment fléchissant et l'effort tranchant) les plus défavorables, et pour les autres poutres leurs résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Ferrailage en travée

M (SA) [KN.M]	M (ELS) [KN.M]	Effort tranchant [KN]
111,4732	55,6111	180.61

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{111473.2}{30 \cdot 36^2 \cdot 18,5} = 0,113 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,113}) = 0,15$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,15 = 0,94$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{81210}{0,94 \cdot 36 \cdot 400} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = \max(6; 1,3; 6) \text{ cm}^2$$

$$A = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3 \text{ HA14} + 3 \text{ HA12} = 8,01 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELS

A l'ELS on doit vérifier que :

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

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$M_{ser} = 16,257 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,01; A'_s = 3,393.$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion simple à ELS (Annexe N° 05))

Contraintes limites :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3}; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot (A + A')}{b} = \frac{15 \cdot (8,01 + 3,393)}{30} = 5,7$$

$$E = \frac{30}{b} \cdot (A' \cdot d' + A \cdot d) = \frac{30}{30} \cdot (3,393.4 + 8,01.36) = 301,93$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5,7 + \sqrt{5,7^2 + 301,93} = 12,587 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$= \frac{30 \cdot 12,587^3}{3} + 15 \cdot 8,01 \cdot (36 - 12,587)^2 + 15 \cdot 3,393 \cdot (12,587 - 4)^2 = 89\,557,18 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{16\,257}{89\,557,18} = 0,18$$

$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,18 \cdot 12,587 = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$
 $= 15 \cdot 0,18 \cdot (36 - 12,587) = 63,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$condition vérifier.

$\sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d')$
 $= 15 \cdot 0,18 \cdot (12,587 - 4) = 23,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$condition vérifier.

Conclusion : les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisies sont suffisantes à l'ELS.

En appui :

M (SA) [KN.M]	M (ELS) [KN.M]	Effort tranchant [KN]
-171,5741	-84,4043	180.61

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{113400}{30 \cdot 36^2 \cdot 18,5} = 0,158 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- ❖ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,158}) = 0,216$
- ❖ $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,216 = 0,914$
- ❖ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{113400}{0,914 \cdot 36 \cdot 400} = 8,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = \max(8,62; 1,3; 6) \text{ cm}^2$$

$$A = 8,62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 9,396 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage transversale

Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Selon le CBA 93.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } 0,3 f_{t28} K = 0,63 \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0,003 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (\phi_l ; h / 35 ; b_o / 10)$$

Application

$$T_u = 107,35 \text{ kn}$$

$$\tau_u = 0,994 \text{ Mpa}$$

- Selon le « CBA 93 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,035 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 32,4 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003"

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (1,2 \text{ cm} ; 1.14 \text{ cm} ; 3 \text{ cm}) = 1,2 \text{ cm}$$

On adopte : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Choix des armatures

On adopte : **4HA8** de $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \Rightarrow S_t \leq 22.33 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

l'ELS :

A l'ELS on doit vérifier que :

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

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$M_{\text{ser}} = 54,104 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,62 \text{ cm}^2 ; A'_s = 3,393 \text{ cm}^2.$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion simple à ELS).

Contraintes limites :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot (A + A')}{b} = \frac{15 \cdot (8,62 + 3,393)}{30} = 6,01$$

$$E = \frac{30}{b} \cdot (A' \cdot d' + A \cdot d) = \frac{30}{30} \cdot (3,393 \cdot 4 + 8,62 \cdot 36) = 323,89$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -6,01 + \sqrt{6,01^2 + 323,89} = 12,96 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$= \frac{30 \cdot 12,96^3}{3} + 15 \cdot 8,62 \cdot (36 - 12,96)^2 + 15 \cdot 3,393 \cdot (12,96 - 4)^2 = 94\,491,57 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} = \frac{54\,104}{94\,491,57} = 0,57$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,57 \cdot 12,96 = 7,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

$$= 15 \cdot 0,57 \cdot (36 - 12,96) = 196,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mp} \dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$\sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d')$$

$$= 15 \cdot 0,57 \cdot (12,96 - 4) = 76,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mp} \dots\dots\text{condition vérifier.}$$

Conclusion : les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisis sont suffisants à l'ELS.

Vérification de la flèche :

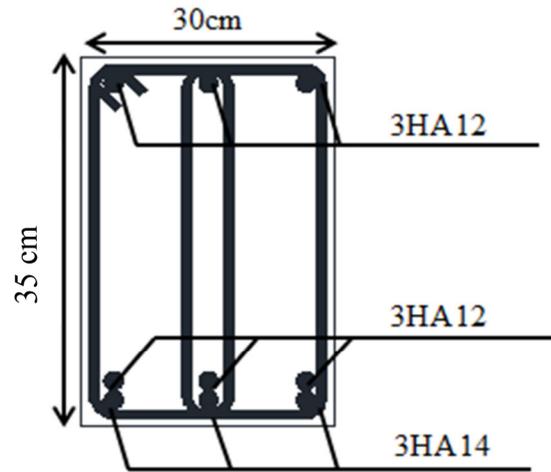
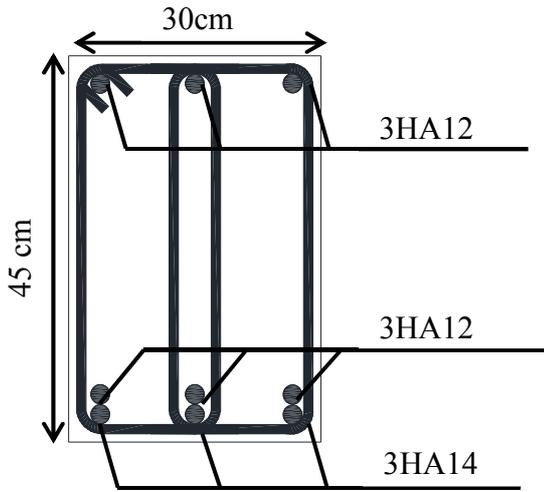
Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}.$$

Tableau 1: Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres :

En travée										
Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	A (RPA) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures	A [cm ²]
30	45	67.68	4.35	0	1,48	6,75	6.75	0,00	3HA12+ 3HA14	Ainf= 8,01
30	35	-69.09	5.89	0	1.14	5.25	5.89	0,00	3HA12 + 3HA14	Ainf= 8,01
En appui										
Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	A (RPA) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures	A [cm ²]
30	45	-120.29	10.62	0	1,48	6,75	8.62	0,00	6 HA14	Ainf= 8,01
30	35	-118,57	6,54	0	0,98	4,50	8,54	0,00	6 HA14	Ainf= 8,01

En travée :



En appuis :

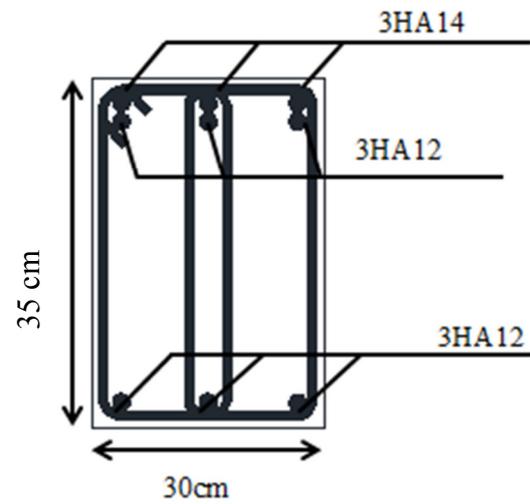
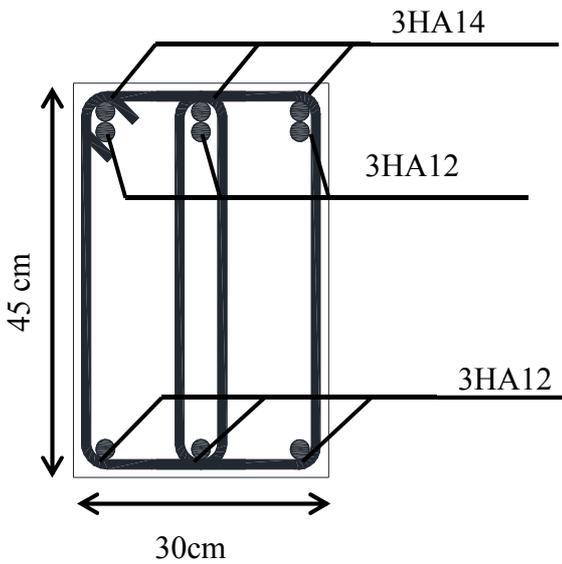


Fig VI .3 : ferrailage des poutres

Croquis de ferrailage du voile

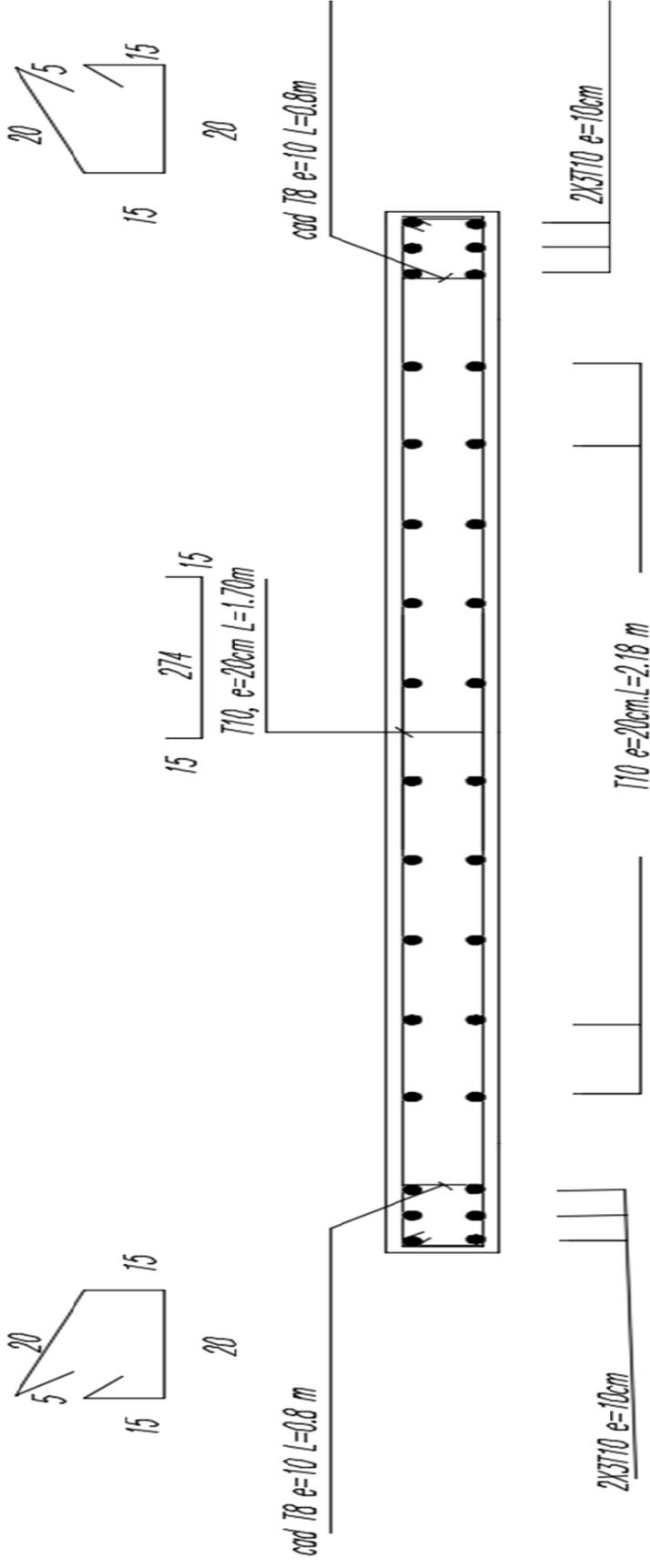


Figure VI.6: Diagramme des contraintes

1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux). Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol est : $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars.

2 Choix du type de fondation

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :
- Des semelles filantes (semelles sous murs).

- Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant les paramètres suivants.

- La charge transmise provienne de la structure.
- La qualité du sol d'assise.

Pour cela on doit vérifier s'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles (isolées et filantes), c'est-à-dire que :

$$\frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \leq 50 \%$$

Semelle isolé :

Carrée de dimension $a \times a$.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{a \cdot a} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Semelles filantes :

De dimensions $B \cdot L$.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Ci-dessous les surfaces des semelles de notre bâtiment.

Tableau 1 :surfaces des semelles isolées et filantes

	Type	Désignation	Long [cm]	Larg [cm]	N [KG]	Surface [m ²]
	Sens XX					
Filantes	I	Voiles 7 ;9 ;13 ;14.	290	340.5	197490	9.87
	II	Voiles 17 ;18 ;19 ;20.	120	462	110880	5.54
	III	Voiles 1 ; 3.	180	401	144360	7.22
	Sens YY					
	I	Voiles 8 ;10 ;12 ;15.	390	296	230892	11.54
	II	Voiles 16 ;11.	120	443	106284	5.31
	III	Voiles 2 ;4.	180	401	144407	7.22
Isolées	/	Poteau C 31	390	300	299265	6.24

Surface des semelles = 463.38 m²

Surface du bâtiment = 566.26 m²

$$\Rightarrow \frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \cdot 100 = 80.81 \%$$

Conclusion :

Les surfaces des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, donc on opte le radier générale comme fondation.

3 Etude du radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants.

3.1 Dimensionnement du radier

3.1.1 L'épaisseur du radier

Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art . A.5.1) .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU .

b : désigne la largeur.

γ_b : 1,5

d : 0,9h.

b : 1m.

$$\text{avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 6.1 m.

$$q_u = \bar{\sigma}_{sol} \cdot 1m = 200 \cdot 1m = 200 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{200 \cdot 6.1}{2} = 610 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{610000}{1000 \cdot 0,9h} \leq \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{610000 \cdot 1,5}{0,9 \cdot 1000 \cdot 0,07 \cdot 25} \Rightarrow h \geq 58 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur du radier $h = 60 \text{ cm}$.

Condition de flèche :

La hauteur des nervures doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche :

$$\text{Avec : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a : $L = 5,40 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{610}{15} \leq h \leq \frac{610}{10} \\ 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 60 \text{ cm}}$$

3.2 Dimensionnement du débord :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{hr}{2}, 30\text{cm} \right)$$

On prend $D=50 \text{ cm}$

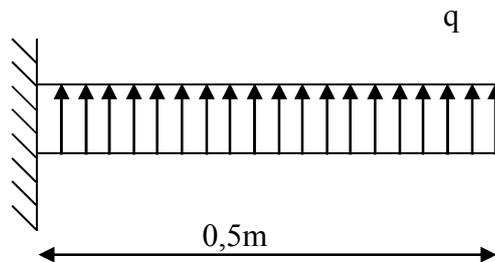


Fig VII. 1: schéma statique du débord

3.3 Dimensionnement des nervures :

3.3.1 Hauteur de la nervure:

Condition de flèche :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; L_{\max} = 5,4m$$

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{où } L_{\max} = 6.1 m \Rightarrow h_n = 65 \text{ cm} \quad h_n \geq 0,54m$$

On prend : $h_n = 65 \text{ cm}$

Condition de la longueur élastique:

$$L_e = \left[\frac{4EI}{Kb} \right]^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 6.10 m.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32\,164.195 \text{ N/mm}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 0.04 \text{ KN/mm}^3$

$$\text{d'où : } hn \geq \left[\frac{3.k.\left(\frac{2.L}{\pi}\right)^4}{E} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$h_n \geq 95 \text{ cm.}$$

On opte : $h_n = 100 \text{ cm}$

3.3.2 Largeur de la nervure:

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 40 \leq b \leq 80$: donc on prend : **b = 50 cm**

3.4 Ferrailage :

Après la modélisation du radier générale nous avons trouvés les résultats suivants :

3.4.1 Les nervures :

Tableau 2: sollicitations des nervures

Nervure PS	B15	B34
L [m]	4.5	3,6
V [KN]	376	
M_{\max} en appui [KN.m]	/	-161.39
M_{\max} en Travée [KN.m]	146.02	/

Tableau 3: ferrailage des nervures

Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures				A (RPA) [cm ²]	Condition est vérifier ?
								As [cm ²]	Armature de montage [cm ²]	Armature de peau [cm ²]	Armature transversal [cm ²]		
<u>Travée:</u>													
50	100	146.02	4.73	0	5.43	5.43	0	4 HA14 (6,156)	4 HA 14 (6,156)	2 HA 12 2,262	2 ø8+2 ø10 2,576	25	25,51 > 25 OK
<u>Appui:</u>													
50	100	-161.39	5.23	0	5.43	5.43	0	4 HA14 (6,156)	4 HA 14 (6,156)	2 HA 12 2,262	2 ø8+2 ø10 2,576	25	25,51 > 25 OK

Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M.l^2}{10.Ev.IFv} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{l}{500} \text{ avec } (L \leq 5) \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \text{ avec } (L > 5) \end{cases} \quad (\text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$Ifv = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 1^3}{12} = 0,0417 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$Mu_{\max} = 146.02 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10.Ev.IFv} = \frac{146.02 \times (3600)^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,0417} = 0,042 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm.}$$

$f = 0,042 \text{ cm} < \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

L'effort tranchant

Pour des fissurations préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \left(\text{(A.5.1.2.1.1 CBA 93)} \right)$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T = 440,41 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{440410}{500.720} = 1,22 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.4.2 Radier :

Tableau 4: les efforts agissent sur le radier générale

Moment en travée [KN.m]	Moment en appui [KN.m]	Effort tranchant [KN]
152.77	-173.62	284,128

Tableau 5: ferrailage du radier générale et Débord

	A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	$A_{retenue}$ [cm ² /ml]	A Choisi [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Travée	8.29	6.52	8.29	6 HA14 (9.24)	16.67
Appuis	9.45	6.52	9.45	6 HA 14 + 2 HA12 (11.5)	16,66

Croquis de ferrailage

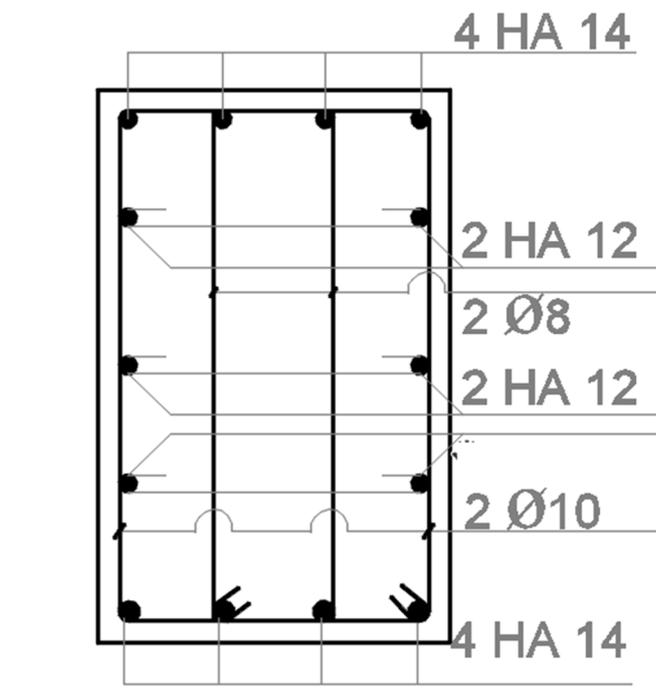


Fig VII.2 ferrailage des nervures

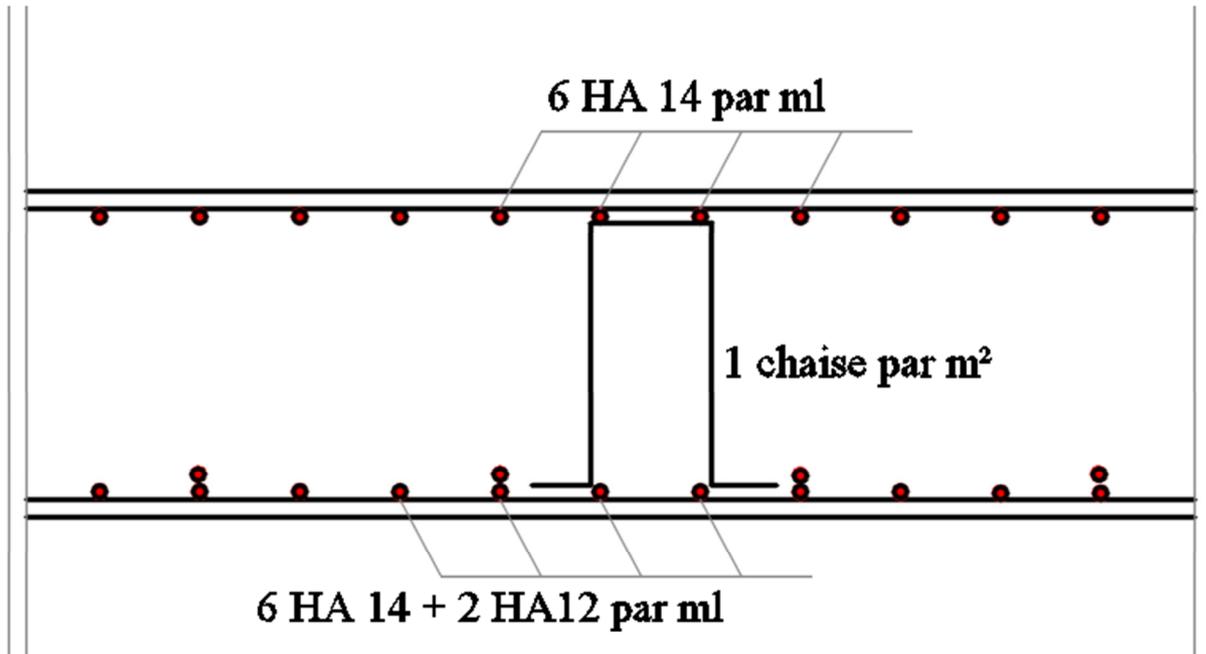


Fig VII.3 ferrailage du radier générale

4 Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a un développement d'un moment reversant. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (**soulèvement**) avec la combinaison **0,8G ± E** ;
- Aux contraintes de **compression** maximales avec la combinaison **G + Q + E**.

4.1 Vérification de soulèvement : (sous les combinaisons 0,8 G ± E et G + Q + E)

Pour faire la vérification en question, il faut définir ce qui suit :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S} + \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S} - \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 6: vérification de la stabilité sous la combinaison 0.8G±E (sens longitudinale)

Load Case/Combo	FZ	Max (M _X , M _Y)	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne}$ [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne} \leq$ $\sigma_{adm} ?$
	kN	kN-m				
0.8G+EX Max	56965,2539	767919,3893	104.18	103.50	104.01	oui
0.8G+EX Min	56965,2539	786479,5419	104.2	103.5	104.02	oui
0.8G+EY Max	56965,2539	860413,7819	104.22	103.46	104.03	oui
0.8G+EY Min	56965,2539	670388,587	104.14	103.54	104.00	oui

Tableau 7: vérification de la stabilité sous la combinaison G+Q+E (sens longitudinale)

Load Case/Combo	FZ	Max (M _X , M _Y)	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne}$ [KN/m ²]	$\sigma_{moyenne} \leq$ $\sigma_{adm} ?$
	kN	kN-m				
G+Q+EX Max	82946,2474	1116581,3974	151.7	150.7	151.45	oui
G+Q+EX Min	82946,2474	1111544,9876	151.7	150.7	151.44	oui
G+Q+EY Max	82946,2474	1209075,79	151.7	150.66	151.47	oui
G+Q+EY Min	82946,2474	1019050,595	151.65	150.75	151.42	oui

Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées pour les deux combinaisons.

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel ETABS version 2017 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "portique –voiles avec interaction".
- ✓ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des noeuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Règle de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93) :
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)
- DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
- D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles.
- Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master » :
 - Calcul des structures
 - Géotechnique.
 - Gestion de projets