

Université Mohamed khi der – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :/ 2019

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع:: 2019



MÉMOIRE DE MASTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

Thème :
Conception et calcul d'un bâtiment R+9 à usage
d'habitation avec un système de contreventement mixte

Etudiant :
Machouche djelloul

Encadreurs :
Mabrouki abdelhak

Promotion : Juin 2019

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DE

L'OUVRAGE ET

DES MATÉRIAUX

ddd

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Au terme de mon travail de mémoire, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance en premier
mon Dieu ALLAH pour tout.*

*Je remercie mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce
long chemin, Ma mère qui m'a donné l'espoir d'exceller dans mes études, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*Je remercie sincèrement mon encadreur de mémoire mabroukiabdelhak pour ses aides et sa
disponibilité.*

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon
travail.*

*Je remercie tous responsables de l'université et les enseignants de département génie civil et
hydraulique.*

*Je remercie tous ma famille frères et sœurs et mes amis qui m'ont encouragé à réaliser ce
travail.*

À tous ceux qui ont contribué de prêt ou de loin a mené à terme ce travail.

Dédicace

Grâce à Allah le tout puissant, qui a me donné

la volonté, et qui a m'éclairé vers le

bon chemin,

que nul ne peut se faire sans désir,

je dédie mon travail à mes parents pour leurs

affections et amours,

à mes sœurs et frères pour leurs encouragements

et Leurs soutiens.

A tous mes amis.

A tous ceux et celles que j'aime de

près comme de loin.

SOMMAIRE

Introduction générale

➤ Chapitre I : Présentation de projet

I.1.Introduction	01
I.2. Description de l'ouvrage	02
I.3.Règles de calcul	02
I.4. Caractéristiques de matériaux	02

➤ Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1.Le Pré dimensionnement	10
II.1.1 Introduction	10
II.1.2.Planchers à Corps Creux	10
II.1.3.Les poutres principales :.....	11
II.1.4.Les poutres secondaires.....	12
II.1.5. Les poteaux	12
II.1.6.Les voiles.....	13
II.1.7.L'escalier.....	14
II.2. Evaluation des charges appliquées	16
II.2.1. Plancher terrasse inaccessible	16
II. 2.2. Plancher courant à usage d'habitation	16
II. 2.3. Murs extérieurs (30cm)	17
II.2.4. Murs extérieurs (10 cm)	18
II.2.5. Les balcons terrasse	18
II.2.6. Balcon étage courant.....	18
II. 2.7. L'escalier	19
II.2.8. L'acrotère	20
II.3. Descente des charges	22
II.3.1Principe.....	22

II.3.2.Loi De Dégression.....	22
II.3.3.1.Descente des charges sur le poteau intermédiaire.....	22
II.3.3.2.Vérification de la section de poteau	25

➤ **Chapitre III. LES ELEMENTS SECONDAIRES**

III. 1. l'acrotère.....	28
III.2.Etude des planchers	34
III. 3. Les balcons.....	59
III. 4.L'Escalier	65
III.5.Poutre palière:.....	74
III.6.Etude la dalle l'ascenseur	82

➤ **Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE**

IV.1 Etude de sismique

IV.1.Introduction	90
IV.2.Choix de la méthode de calcul	90
IV.2.1.Méthode statique équivalente	91
IV.2.2. Les Méthodes Dynamiques	91
IV.2.2.1.méthode d'analyse modale spectrale	91
IV.2.2.2.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	91
IV.3.Classification de l'ouvrage	91
IV.4.4.Modélisation de la structure	92
IV.4.5. Spectre de réponse de calcul	92
IV.5.Analyse de la structure	93
IV.5.1.Représentations des résultats de la méthode modale spectral	94
IV.5.2. Périodes et coefficients de participation modaux..	94

IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	97
IV.7. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	
IV.8. Calcul des déplacements relatifs horizontaux	
IV.9. Justification de l'effet P- Δ	
IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	
IV.11. Conclusio	

IV.2 Etude au Vent

IV.2.1. GENERALITE	
IV.2.2. Application de (R N V 99)	
Conclusion	

➤ **Chapitre V : FERRALLIAGE DES ELEMENTS PORTEURS**

VI.1. Introduction.....	89
VI.2. Les combinaisons d'actions :	
VI. 3. Ferrailage des éléments porteurs.....	
VI. 3.1. Ferrailage des poteaux.....	
VI. 3.2. Ferrailage des poutres.....	
VI. 3.3. Ferrailage des voiles.....	

➤ **Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1. Introduction	
VI.2 .Etude des fondations	
VI.3. Calcul le Radier	
VI.4. Vérifications de radier	
VI.5. Ferrailage du radier	
VI.6. Longrine.....	
VI.7. La dalle flottante.....	

➤ **CONCLUSION GENERALE**

➤ **Bibliographie.**

Liste des figures

➤ Chapitre I : Présentation de projet

Figure. I.1: Diagramme parabole rectangle.....04

Figure. I.2: Diagramme contrainte déformation d acier.....07

➤ Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1.Pré dimensionnement

Figure .II.1 .Schéma de poutrelle.....10

Figure .II.2Schéma de la dale corps creux..... 11

Figure. II.3.coupe de voile en élévation13

Figure .II.5. Schéma statique de l'escalier.....15

Figure. II.5.Plancher terrasse.....16

II.2. Évaluations des charges

Figure .II.2.1.Plancher terrasse16

Figure .II.2.2. Planche étage courant 16

Figure .II.2.3. Coupe verticale d'un mur extérieur.....17

Figure. II.2.4.Paillasse.....19

Figure. . II.2.5.palier.....19

Figure. . II.2.6.coupe verticale de l'acrotère20

Figure .II.2.7.La surface afférente pour Poteau intermédiaire.....22

➤ Chapitre III. LES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure.III.1:Schéma statique de l'acrotère

Figure.III.2:Schéma statique de M.N.T.....26

Figure.III.3. Section de l'acrotère

Figure.III.4. Schéma de ferailage de l'acrotère.....30

Figure.III.5. Corps Creux 4

Figure.III.06. Types des nervures 42

Figure.III .07. Diagramme des moments et des efforts tranchants de planche terrasse

Figure.III. 08.	Diagramme des moments et des efforts tranchants de planche étage	
Figure.III .09.	Section de ferrailage de poutrelle plus la dalle compression	
Figure.III. 10.	Schéma statique du balcon	49
Figure.III .11.	Ferrailage des balcons.....	50
Figure.III.12.	Schéma de volée de l'escalier.....	68
Figure.III.13.	schéma statique avec chargement	
Figure.III.14.	Diagrammes de M et T a (ELU) et (ELS)	
Figure.III .15.	Schema Ferrailage de L'escalier	
Figure.III .16.	Schéma de poutre palier	
 Figure.III .17. Diagrammes de M et T a (ELU) et	
	(ELS.....	
Figure.III .18.	Schéma de la poutre palier a la torsion	
Figure.III.19 .	Ferrailage de la poutre palière.....	
➤	Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE	
Figure .IV.1.	Courbe de spectre deréponse.....	70
Figure .IV.2:	disposition des voiles.....	71
Figure. IV.3 .	1 ^{er} mode de vibration vue en plan.....	74
Figure. IV.4.2^{eme}	mode de vibration vue en plan.....	74
Figure. IV.5. 3^{eme}	mode de vibration vue en plan.....	74
Figure .IV.6.	force sismique par niveau sens X.....	81
Figure. IV.7.	force sismique par niveau sens y.....	82
Figure .IV.2.1.	Action du vent	
Figure .IV.2.1.	Légende pour les parois verticales	
Figure .IV.2.2.	Légende pour les toitures plates	
Figure .IV.2.3.	Cpe sur les parois verticales	
Figure .IV.2,4.	Cpe sur les toitures	
Figure .IV.2.5.	Cp sur les parois verticales	
Figure .IV.2.6.	Cp sur la toiture	
➤	Chapitre V : FERRALLIAGE DES ELEMENTS PORTEURS	
Figure.V.1.	Section de Poteau.....	96
Figure .V.2.	Schéma deFerrailage des poteaux.....	99
Figure .V.3 :	ferrailage de noutre nrincipale.....	108

Figure.V.4 : ferrailage de poutre secondaire.....	109
Figure.V.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	111
Figure.V.6 :ferrailage de voile.....	119

➤ **Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Figure.VI.1. Semelle de radier nervuré.....	17
Figure.VI.2. Schéma de radier.....	
Figure.VI.3. Schéma isostatique et sollicitations de les débords	181
Figure.VI.4. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELU	183
Figure.VI.5. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).	184
Figure.VI.6.. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).	185
Figure.VI.7. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS)	186
Figure.VI.8. Ferrailage globale de radier	189
Figure.VI.9. Ferrailage Nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y).....	189
Figure.VI.10. Ferrailage Nervure sur travers de sens (x-x) et sens (y-y	190
Figure.VI.11. Ferrailage de longrine	192
Figure.VI.12. Schéma de la dalle flottante	193

Liste de tableaux

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.2. Évaluations des charges

Tableau II.2.1 : Les charges permanentes sur le plancher terrasse.....	16
Tableau II.2.2: Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage....	17
Tableau.II.2.3:Évaluation des charges pour les murs a double cloison.....	17
Tableau.II.2.4:Évaluation des charges pour les murs intérieurs.....	18
Tableau.II.2. 5 :Évaluation des charges pour Balcons.....	18
Tableau. II.2. 6 :Évaluation des charges pour Paliers.....	18
Tableau. II.2. 7 :Évaluation des charges pour Volée d'escalier.....	19
Tableau. II.2.8 :Évaluation des charges pour Paliers.....	19.
Tableau. II.2.9:charge de l'acrotère.....	21
Tableau. II.2.10:Les résultats d'évaluations des charges.....	21
Tableau II.2.11. Descente des charges sur Poteau.....	25

Chapitre III : les éléments secondair

Tableau III.1.1. récapitulatif des résultats de L'acrotère	
Tableau III.2.1.Récapitulatif des moments et des efforts tranchant	
Tableau III.3. récapitulatif des résultats des poutrelles	
Tableau III.4.1: Calcul des sollicitations	
Tableau III.2.2. récapitulatif des résultats de balcon	
Tableau III.3. récapitulatif pour Les moments et des efforts tranchants	
Tableau III.4.2 : Calcul des sollicitations d'escalier	
Tableau III.4.3. récapitulatif des résultats	
Tableau III.4.4. récapitulatif des résultats	
Tableau.III.4.5.ferraillage des escaliers.	
Tableau.III.4.6. La vérification de la contrainte	
Tableau.III.5.1.ferraillage de poutre palière	
Tableau.III.5.2. La vérification de la contrainte	
Tableau.III.5.3.Conclusion des vérification	
Tableau.III.5.4. Conclusion de calcule de ferraillage	

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV. 1. Périodes et facteurs de participation modaux.

Tableau IV .2.Efforts tranchants à chaque niveau.

Tableau IV .3 IV.3 Résultat de coefficient

Tableau IV .4 Centre de gravité des masses et centres de rigidité

Tableau. IV. 5.L'effort tranchant modal à la base sens X.

Tableau IV.6.L'effort tranchant modal à la base sens Y.

Tableau IV. 7. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

Tableau .IV.8.Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x).

Tableau IV. 9. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)

Tableau IV. 10. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

Tableau. IV. 11.Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

Tableau. IV. 12.Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal

Tableau.IV.13.Momentderenversementprovoqué parles charges horizontales sens (x)

Tableau.IV.14. Momentderenversementprovoqué parles charges horizontales sens (y).

Chapitre V : Etude de vent

Tableau IV.1 : Répartition de la pression dynamique

Tableau IV.2: les coefficients de pression externe

Tableau IV3: les coefficients de pression externe de la toiture.

Tableau IV: le coefficient de pression.

Tableau IV.5: la pression due au vent longitudinal

Tableaux IV.6:Les forces longitudinal

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

Tab. VI.1. Tableau de pourcentages minimal et maximal des armatures

Tableau VI.2: Valeurs Caractéristiques techniques des matériaux

Tab. VI.3.tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

Tab. VI.4. Tableau récapitulatif des résultats

Tab. VI.5.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison

Tab. VI.6.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison

Tab. VI.7.tableau résumé les résultats des sections des ferrailages

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1.Résultats de calcul de la stabilité du radier

Tableau VII.2.Résultats de calcul contraintes sous le radier

Tableau VII.3. Calcul des moments fléchissant

Tableau VII.4.Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELU

Tableau VII.5.Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier – ELS

: Tableau VII.6. récapitulatif des résultats nervure

Résumé

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment contreventement mixte à usage multiple constitué d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de SETIF . Cette région est classée en zone de élevée sismicité III selon le RPA99 version 2003.

Cet ouvrage est une structure contreventé par voile, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements parasismiques (RPA99V2003) et règlement B.A.E.L91 (modifié99). L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT 2009, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements

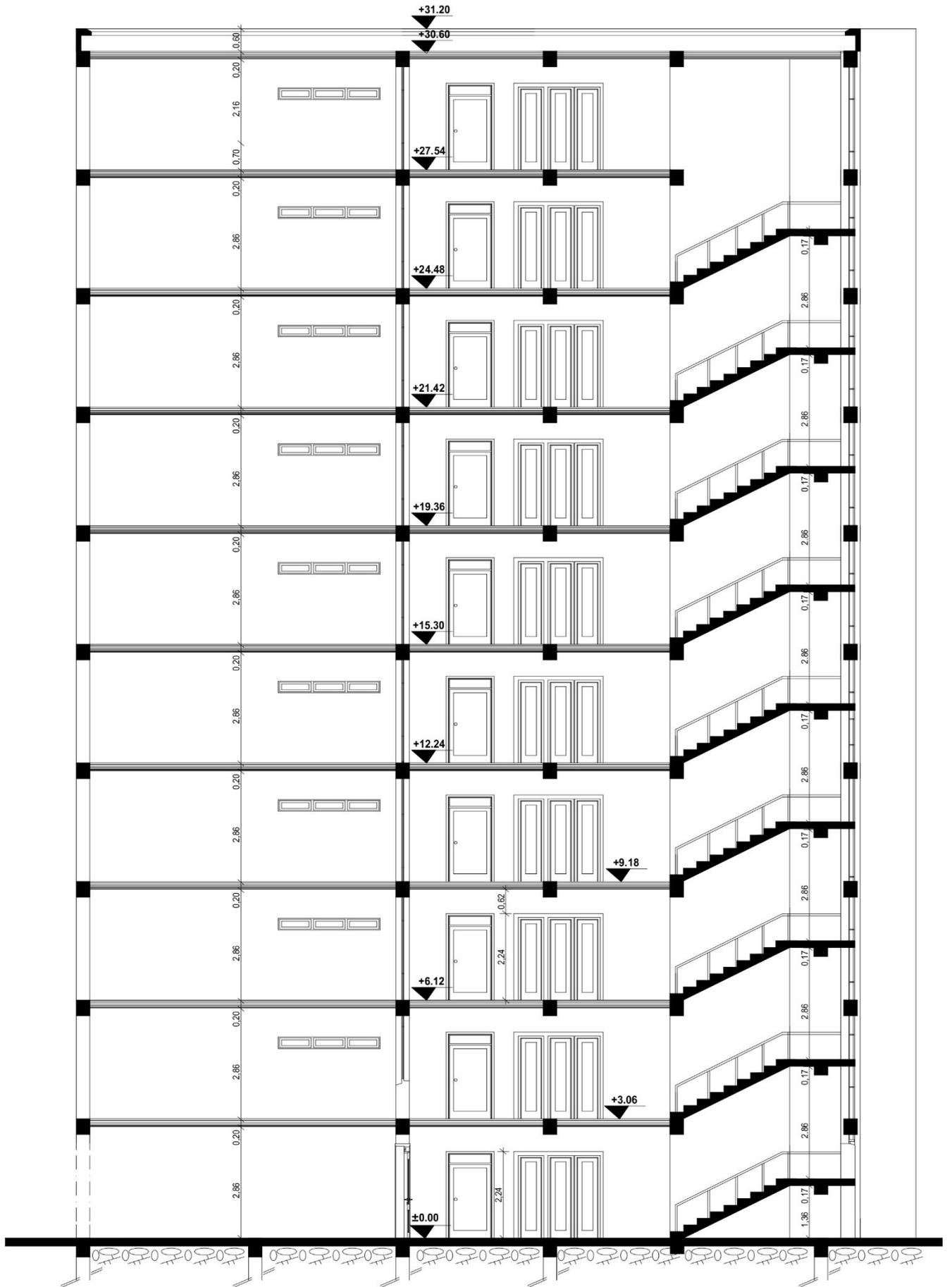
الملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متنوع يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى طابق (07) يقع في ولاية الجزائر. تصنف هذه المنطقة في منطقة IIa المرتفعة زلزالية وفقاً لإصدار RPA99 2003 هذه البنية هي بنية مدعمة بأشعة ، وقد تم إجراء الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة وفقاً للأنظمة الزلزالية (RPA99V2003) تم تنفيذ الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج حساب ROBOT لعام 2018 ، لتحديد متطلبات التحميل المختلفة

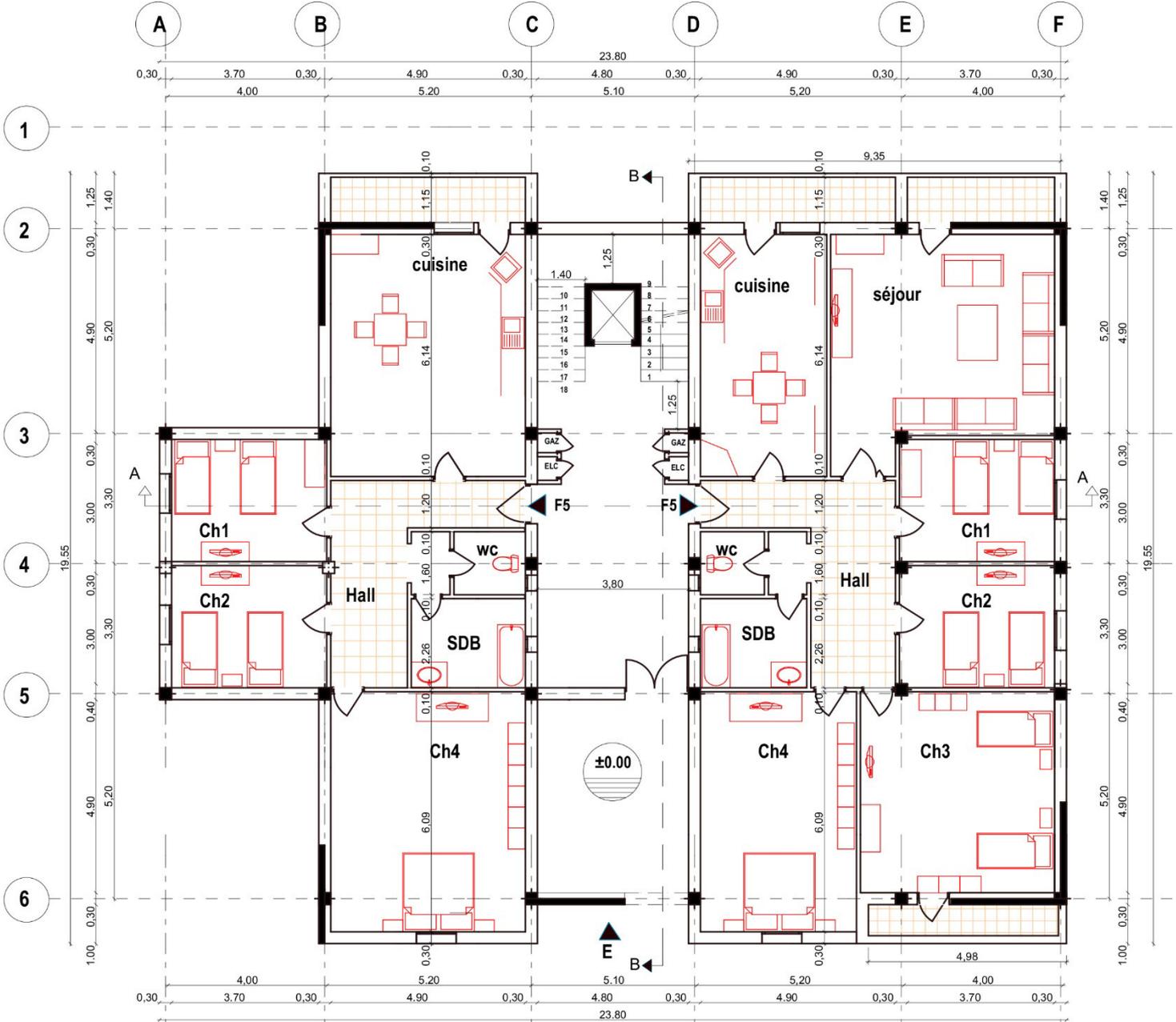
Les plans



FACADE PRINCIPALE ECH1/100



Coupe BB Ech 1/100



Plan des étages Ech 1/100

Introduction Générale

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censés investir tout leur savoir-faire dans l'étude et la conception des ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il a été constaté que de nombreux bâtiments en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour ce projet de structure doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation à Sétif.

Cette structure est contreventée par un système mixte (voile plus portique).

On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, à travers VII chapitres présentant les étapes suivantes : présentation de l'ouvrage, le prédimensionnement, la descente de charge, l'étude dynamique, le ferraillement des éléments structuraux et le calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le BAEL 91 et RPA 99 version (2003), CBA 93.

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DE

L'OUVRAGE ET

DES MATÉRIAUX

Chapitre 1 6541fgdgdfgigilkdfjgkldfiglkdfhlkdhfgkjdhnfkjghdrfg

I. Présentation de l'ouvrage

1-Introduction :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+9, composé d'un rez-de-chaussée et 9 étages à usage multiple. Il est implanté dans la wilaya de SETIF.

La structure du bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé.

L'ouvrage se situe dans une région classée en Zone IIa (wilaya de SETIF), de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 version 2003).

2- Description de l'ouvrage:

Le bâtiment à étudier est caractérisé par les données suivantes :

- Longueur totale : L= 23.8 m
- Largeur totale : B= 19.55 m
- Hauteur totale (sans l'acrotère) : H=30.6 m
- Hauteur RDC : $H_{RDC} = 3.06$
- Hauteur étage : $h_{\text{étage}} = 3,06$ m

a. Description technique du bâtiment :

. Les éléments structuraux

- ❖ **Les poutres** : ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement est déterminé selon des conditions bien définies. On distingue: les poutres principales, les poutres secondaires.
- ❖ **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- ❖ **Les voiles** : Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix de nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

. Les éléments secondaires

- ❖ **Les planchers** : ce sont des aires-généralement, planes destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :

Chapitre 1 6541fgdgdfigilkdfjgkldfjglkdfhldhfgkjdhnfkjghdrfg

- ✓ **Les planchers en corps creux** : pour cette structure, tous les planchers des étages courant seront en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
- ✓ **Les planchers en dalle pleines** : ce sont des éléments planes, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure les balcons, les paliers des escaliers seront en dalle pleine.
- ❖ **la cage d'escalier** : elle permet l'accès du RDC jusqu'au dernière étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire.
- ❖ **Local d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- ❖ **L'acrotère** : est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

b.Maçonnerie:

- **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à double parois dont l'épaisseur (10+15) cm séparée par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm, leurs fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

3-Règle de calcul :

On utilise pour le calcul de projet le règlement suivant:

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL91)

4- Caractéristiques de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi

Chapitre 1 6541fgdgdfigilkdfjgkldfjglkdfhdkdhfgkjdhnfkjghdrfg

que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

➤ 4-1. Béton :

Le béton est un matériau qui est constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

La composition courante de 1 m³ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPJ 425.
- 400 kg de sable $\phi \leq 5$ mm
- 800 kg de gravillons 7/15 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

4-1-1. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa (j} \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28 \text{ jours)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

4-1-2. Résistance du béton à la traction:

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60\text{MPa CBA93 (Art A.1.2.1.2)}$$

Comme $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

4-1-3. Contrainte limite:

a) Etat limite ultime :

- Contrainte ultime de béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant:

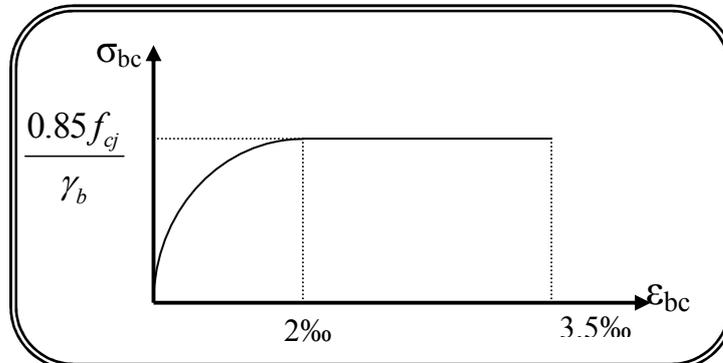


Figure I.1: Diagramme parabolique rectangle

- $f_{bc} = 14.2 \text{MPa}$ avec :
- $\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$ Situation courante

b) Etat limite de service E.L.S

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

- $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$
- Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

➤ 4-2. L'acier:

4-2-1. Définition:

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

Acier rond lisse RL:

Acier naturel feE24 caractérisée par:

Chapitre 1 6541fgdgdfgigilkdfjgkldfjglkdfhlkdhfgkjdhnfkjghdrfg

- ❖ La limite élastique: 235MPa.
- ❖ a contrainte de rupture: 410 à 490 MPa.
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1.175%.

Acier naturel feE22 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 215MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1.075%

Acier de haute adhérence HA:

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE40 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 400MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 480MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1%

Treillis soudés : on trouve en rouleaux si ($\phi \leq 5\text{mm}$) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller 75, 100, 125, 150, 200, 250,300

4-2-2. Caractère mécanique:

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par $\langle f_e \rangle$

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

4-2-3. Déformations et contraintes de l'acier:

Notion d'état limite:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est tristement satisfaite.

Au-delà du ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle a été conçue.

Etat limite ultime (E.L.U): Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante, permis ceux-ci, on compte :

- ❖ La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- ❖ La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- ❖ La transformation de la structure en un mécanique déformable.
- ❖ L'instabilité de la forme au flambement.
- ❖ La détérioration par effet de fatigue.

4-2-4. Etat limite d'ouverture des fissures :

Chapitre 1 6541fgdgdfigilkdfjglkdfhdkdhfgkjdhnfkjghdrfg

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion sont la déformation de la pièce

Cas où la fissuration est peut nuisible :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où :

Cas où la fissuration est préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause est exposés en intempéries comprises ou à des condensations où peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les normes suivantes :

-La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{array} \right. \text{ (MPa).}$$

η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration), dont la valeur est égale à 1 pour les ronds lissés y compris les treillis soudés est 1.6 pour les armatures à haute adhérence(HA)

f_{tj} : la résistance caractéristique a la traction du béton exprimée en Mpa.

η = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 \quad \text{haute adhérence} \end{array} \right.$$

Cas où la fissuration est très préjudiciable:

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposées à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à:

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{array} \right. \text{ (MPa).}$$

4-2-5. Diagramme déformation contrainte:

Chapitre 1 6541fgdgdfigilkdfjgkldfjglkdfhlkdhfgkjdhnfkjghdrfg

E.L.U : les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ϵ_s de l'acier par le diagramme ci-dessous.

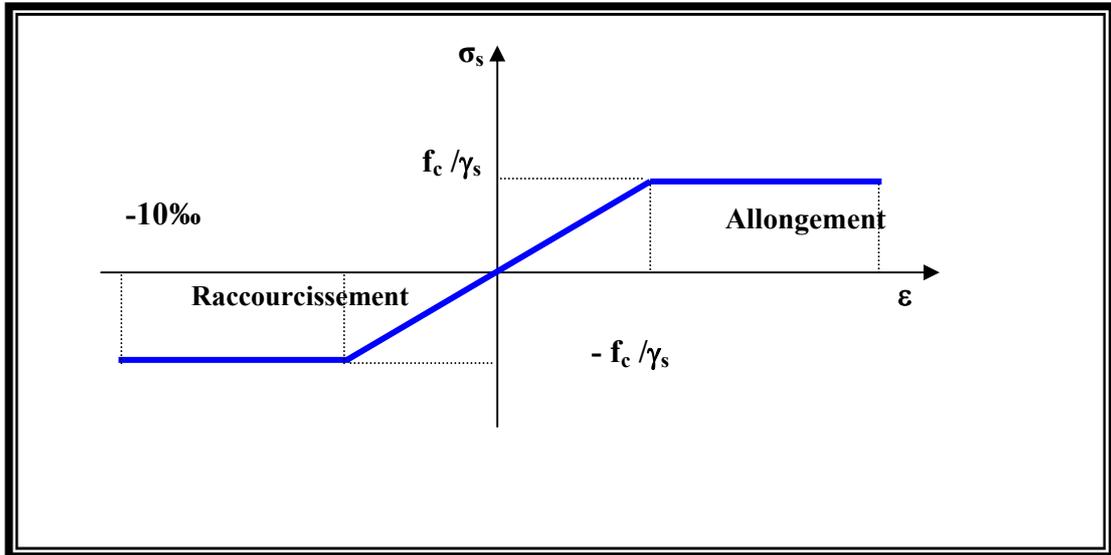


Fig.I .2: diagramme contrainte déformation d'acier

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur mode d'élaboration.

- À l'origine A : $\left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} ; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$
- Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

f_e = limite élastique de l'acier

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{situation accidentales} \\ 1.15 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$$

E_s = module d'élasticité de l'acier

- L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 %

$$E_s = 2.105 \text{ MPa}$$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (comp).

Chapitre 1 6541fgdgdgfgigilkdfjgklkdfhklkdhfgkjdhnfkjghdrfg

E.L.S : afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

4-2-6. Actions et Sollicitations:

Les Actions :

Les actions sont les forces et dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

On distingue en ce moment :

- ❖ Les actions permanentes, notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable
Clans le tems .au varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite
- ❖ Les actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon
Importante dans le temps ;
- ❖ Les actions accidentelles, notées F A, provenant de phénomène rares, tels que séisme
Ou choes.

Les sollicitations :

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et Efforts tranchants- résultat des actions

Principes et Justifications :

Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, a leurs valeurs nominales
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considères

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (art A.3.B.A.E.L91) :

Les sollicitations a considères résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

- ❖ **Combinaison fondamentale** : lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considères :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i}Q_i$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5 \quad \text{dans le cas général}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,35 \quad \text{dans les cas particuliers (température ... etc.)}$$

Chapitre 1 6541fgdgdfigilkdfjgkldfjglkdfhldhfgkjdhnfkjghdrfg

❖ **Combinaisons accidentelle** : Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_{A.} + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{21} \cdot Q_i$$

$F_{A.}$ = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_i$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum \Psi_{21} \cdot Q_i$ = valeur quasi permanente d'une autre action variable

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3,3) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

G_{\max} = l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} = l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_1 = une action variable dite de base

Q_i = une action variable d'accompagnement ($i > 1$)

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (B.A.E .L91 article A 3,31).

Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3,4-B.A.E.L91) :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) :

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justifications à présenter sont

Précisées à l'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91.

Conclusion ; Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

- L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :
 - RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
 - CBA93 (Code du Béton Armé).
 - BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
 - DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$.
- Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

CHAPITRE 2

PRÉ-

DIMENSIONNEMENT

II.1. Pré dimensionnement

II.1.1. Introduction :

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, on distingue :

- Eléments structuraux : poutres, poteaux et voiles.
- Eléments secondaires : planchers, escaliers, acrotère et l'ascenseur.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003.

II.1.2. Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

- **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L_{max} : la plus grand portée = 520cm

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{520}{22.5} = 23.11 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+4)

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 24 \text{ cm} \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de

Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

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

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

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

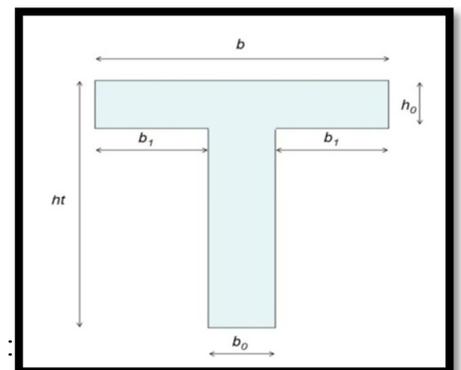


Fig. .II. 1 .Schéma de poutrelle.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm.

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

Soit $b = 65$ cm.

• **Tableau récapitulatifs :**

h_t (cm)	h_0 (cm)	b (cm)	b_1 (cm)	b_0 (cm)
24	4	65	27.5	10

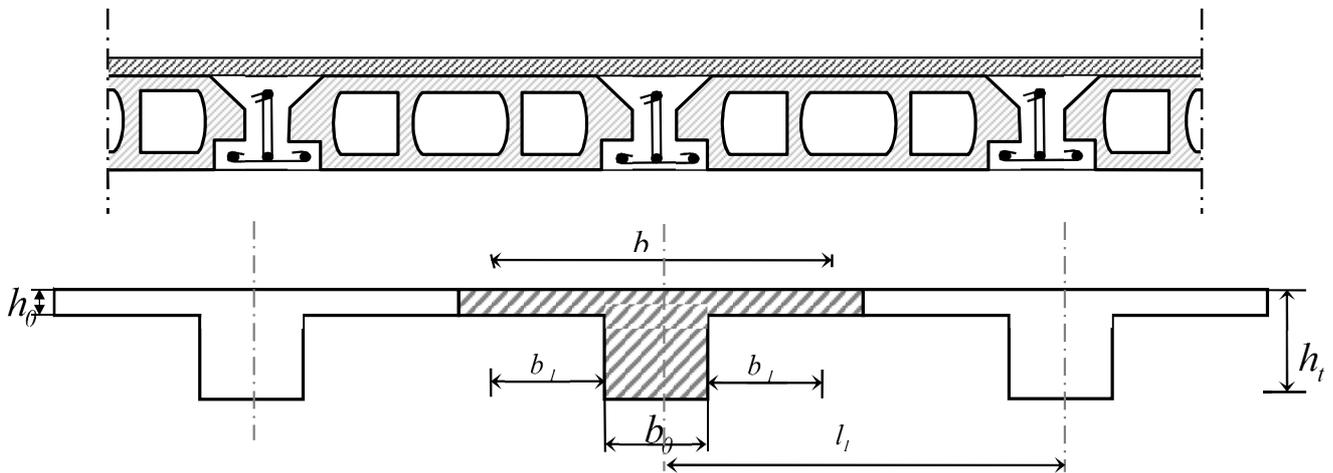


Fig.II.2. Schéma de la dalle corps creux.

II.1.3. Les poutres principales :

- elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

- **Condition de la portée :**

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

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 5.20$ m

$h = (34.6 \div 52)$ cm on prend: $h = 45$ cm.

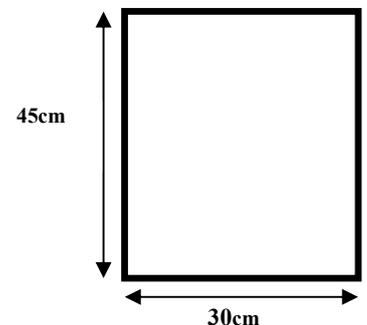
$b = (0,3; 0,4)$ $h = (13.5; 18)$. On prend : $b = 30$ cm.

- **Condition de RPA 99(article 7.5.1) :**

$b \geq 20$ cm $\Rightarrow b = 30$ cm \longrightarrow **condition vérifier.**

$h \geq 30$ cm $\Rightarrow h = 45$ cm \longrightarrow **condition vérifier.**

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4,0 \longrightarrow$ **condition vérifié.**



Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à (30×45) cm²

II.1.4. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est :

➤ **Condition de portée :**

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

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 5.20$ m

$$h = (1/15; 1/10) 520$$

$$h = (34.6; 52) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4) 40$$

$$b = (12; 16) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

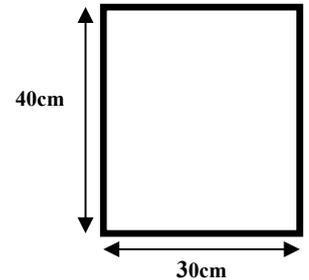
➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.



II.1.5. Les poteaux

Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- supporter les charges verticales.
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutre pour résister les efforts

Hz.

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone II

$$\diamond \text{ Min } (b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} > 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15.3 \leq 40.$$

$$\diamond \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.92 < 4.$$

On adopte une section de **(60x65)**.

Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau.

II.1.6.Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a:Épaisseur du voile.

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

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. 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 :

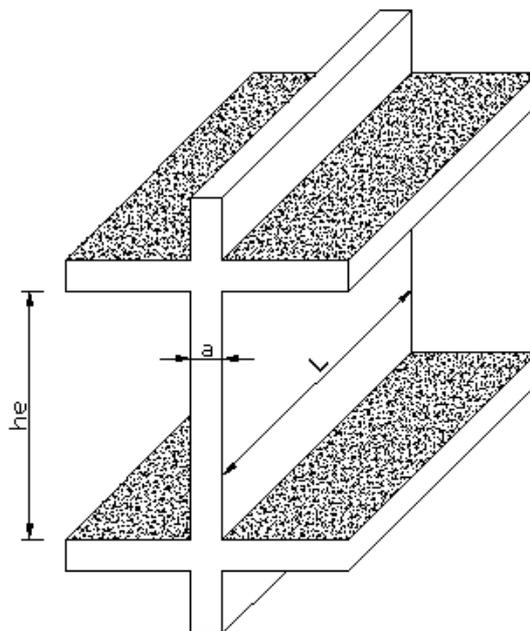


Fig.II.3. Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- **étage courant +RDC** ($h_e=3.06$ m)

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20} \right) = \frac{3.06}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend $e=20$ cm

II.1.7. L'escalier :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière d'un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Dans notre cas on a 1 types d'escalier qui est un escalier standard

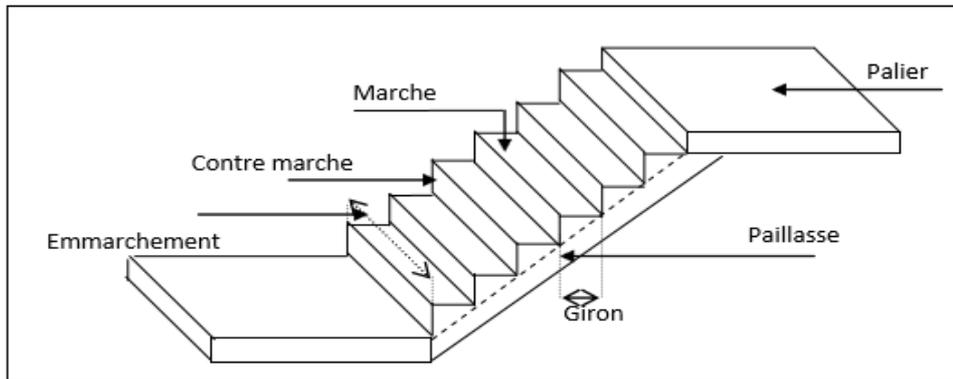


Figure II.4. Escalier droit

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contremarches (h) on utilise la formule de BLONDEL :

- **La marche et la contremarche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contremarche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (cv)}$$

Nombre de contremarche: $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contremarche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contremarche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée $n=9$

- **Longueur de la volée:**

$$L = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paille:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H: hauteur d'étage = 3.06 m

L: Longueur de la volée = 2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paille :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On a $l = 490 \text{ cm}$

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

$$\Rightarrow \frac{490}{30} \leq e \leq \frac{490}{20} \Rightarrow 12.25 \text{ cm} \leq e \leq 16.35 \text{ cm}$$

On prend: **e=16cm**

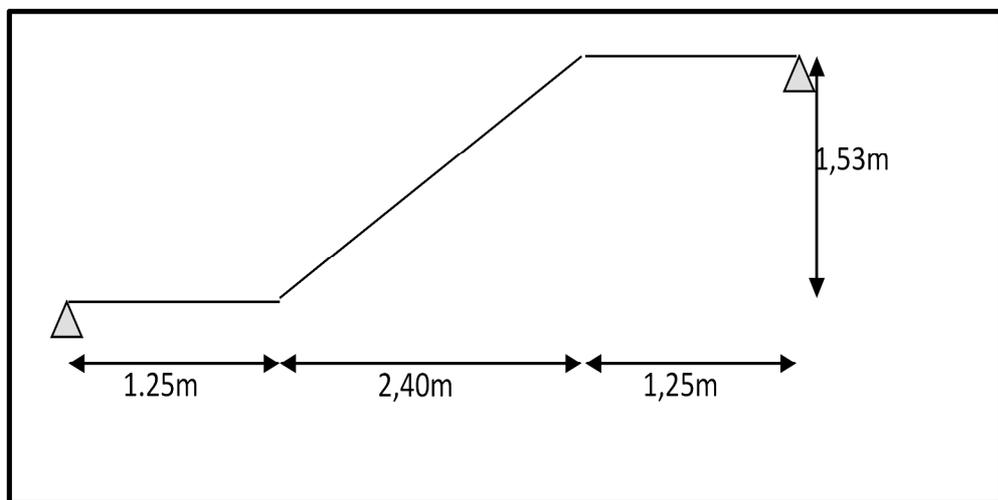


Fig.II.5. Schéma statique de l'escalier.

II.2. Evaluation des charges et surcharge

II.2. Evaluation des charges appliquées

II.2.1 .Plancher terrasse non accessible :

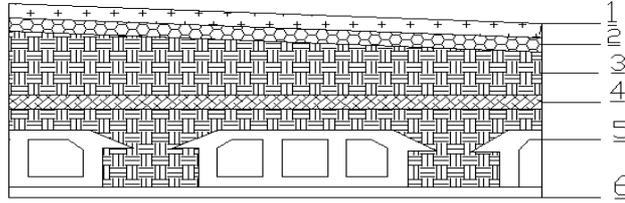


Fig.II.2.1 Plancher terrasse.

N°	Désignations	e (m)	Poids (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	20	0.80
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Béton de pente	0,10	22	2.20
5	Plancher à corps creux (20+4)	0,24	-	3.2
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
Charge permanente G				6.48
Charges exploitation Q				1

Tableau II.2.1 : Les charges permanentes sur le plancher

II.2..2. Plancher étage courant :

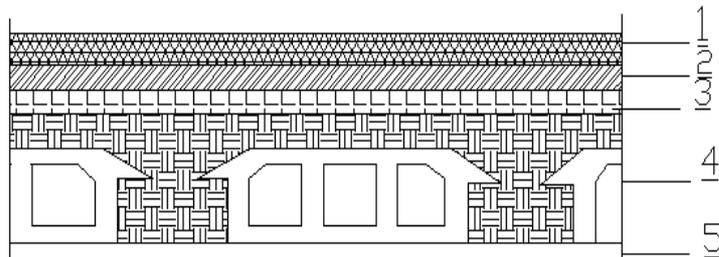


Fig.II.2.2 Planche étage courant.

N°	Désignations	e (m)	Poids (kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lite de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux (20+4) cm	-	-	3.2
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison intérieur	0,10	10	1
Charge permanente			G	5.56 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

Tableau II.2.2: Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage

II.2.3. Mur extérieurs en maçonnerie :

Cloisons extérieurs :

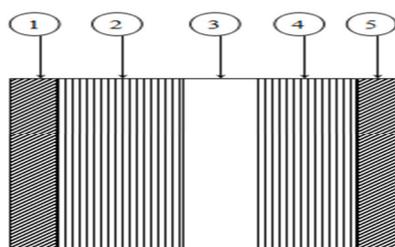


Figure II.2.3. Mur extérieur.

	Désignation des éléments	e (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.2
2	Briques creuses	15	9	1.30
3	Lame d'air	5	00	0.00
4	Briques creuses	10	10	1
5	Enduit de ciment	1.5	20	0.3
Charge permanente totale				2.76

Tableau.II.2.3:Évaluation des charges pour les murs a double cloison

II.2.4 Murs intérieur :

N°	Composants	Épaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en mortier ciment	2	18	0.36
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	Enduit-en mortier ciment	2	18	0.36
Charge permanente G				1.62 (KN/m²)

Tableau.II.2.4 ; Évaluation des charges pour les murs intérieurs

II.2.5.Les balcons :

Balcon terrasse :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Forme en pente	0.03	22	0.66
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.50
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				5.44 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				1 (KN/m²)

Tab.2.5. Charge permanente et Surcharge de Balcon terrasse.

II.2.6 .Balcon étage courant :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.67
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente G				5.6 (KN/m²)

Surcharge d'exploitation Q	3.5 (KN/m ²)
----------------------------	--------------------------

Tableau.II.2.6 Charge permanente et Surcharge de balcon étage –courante

II.2.7 L'escalier :**.Paillasse (volée) :**

$$\acute{E}paisseur\ de\ marche = 0.5h = 0.5 \times 0.17 = 0.085\ m$$

$$\acute{E}paisseur\ de\ paillasse = e/\cos\ \alpha = 0.16/\cos\ 32.5 = 0.189\ m$$

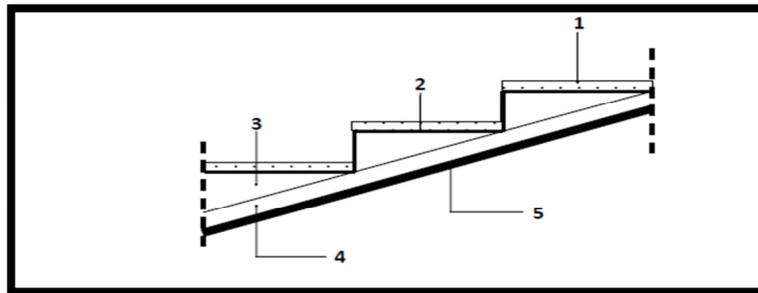


Fig. II.2.4.Paillasse.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	La marche	0.085	20	1.87
4	Paillasse	0.89	25	4.14
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				7.20 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				2.5 (KN/m²)

Tableau.II.2. 7 :Évaluation des charges pour Volée d'escalier :

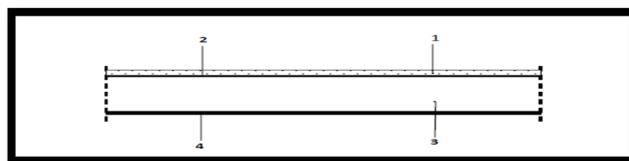
.Palier du repos :

Fig. II.2.5.Palier.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Palier	0.15	25	4
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				4,75 (KN/m²)

Surcharge d'exploitation Q	2.5 (KN/m ²)
----------------------------	--------------------------

Tableau. II.2.8 :Évaluation des charges pour Paliers

II.2.8. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort(F_p) et une charge horizontale(Q) due à la main courante.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H=60\text{cm}$

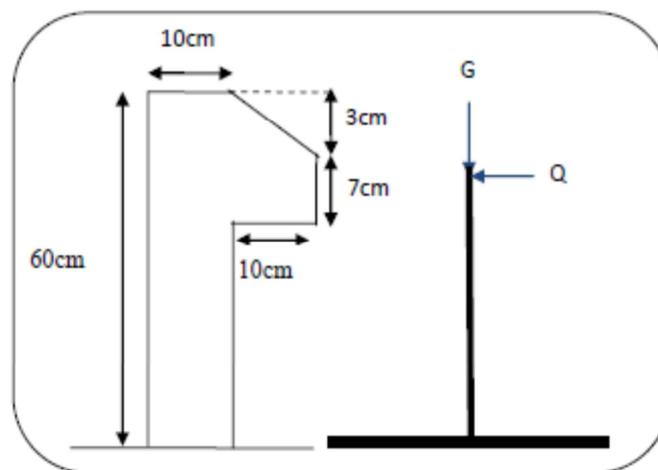
Dimensionnement :

Figure II.2.6. Schéma de l'acrotère

$$S_T = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$$

✓ **Charge:**

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ daN/ml}$

$$G = 183.25 \text{ daN/ml}$$

✓ **Les Surcharge d'exploitation :**

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal sollicité l'acrotère dû à la main courante est 100 daN/m.

$Q \times 1\text{m} = 1 \text{ daN/ml}$ (Pour une terrasse inaccessible).

$$Q = 100 \text{ daN/ml}$$

Elément	Charges G (KN/m ²)	Charges Q (KN/m ²)
Acrotère	1.83	1

Tab. II. 2.9. Charge de l'acrotère

Conclusion :

On résume tous les résultats d'évaluations des charges dans le tableau suivant :

Eléments	Charges G (KN/m ²)	Charges Q (KN/m ²)
L'acrotère	1.83	1
Plancher terrasse inaccessible	6.48	1
Plancher courant	5.56	1.5
Dalle pleine – terrasse -	5.41	1
Dalle pleine – étage courante-	4.40	3.50
L'escalier - Palier -	5.16	2.50
L'escalier - Paillasse -	7.80	2.50
Murs intérieur	1.26	-
.Murs extérieurs	2.92	-

Tableau. II.2.10:Les résultats d'évaluations des charges

II.3.LA DESCENTE DES CHARGES

II.3.1.Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.3.2.Loi De Dégression : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ❖ Pour le toit ou terrasse : Q_0
 - ❖ Pour le dernier étage : Q
 - ❖ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
 - ❖ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$
- et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$
(Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants)

II.3.3 Calcul de la descente de charge

II.3.3.1. Descente de charges sur le poteau intermédiaire :

Dans notre cas on vérifie le poteau le plus sollicité : (D_5) :

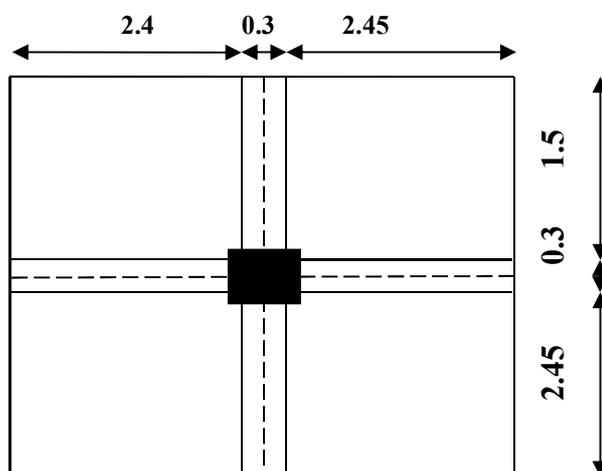


Figure II.2.7 La surface afférente par poteau intermédiaire

❖ La surface afférente pour la charge permanente:

$$S_G = (2.4 + 2.45) \times (2.45 + 1.5) = 19.15 \text{ m}^2$$

❖ La surface afférente pour la charge d'exploitation:

$$S_{Qt} = (2.4 + 0.3 + 2.45) \times (1.5 + 0.3 + 2.45) = 21.88 \text{ m}^2$$

$$S_{Q\text{étage}} = S_{Qt} - S_{\text{pot}}$$

$$S_{Q\text{ét}} = 21.88 - (0.60 \times 0.65) = 21.49 \text{ m}^2$$

Calcul de poids propre :➤ **Poids des planchers**• **Terrasse inaccessible**

$$\begin{cases} G_{\text{corps creux}} = 6.48 \times 19.15 = 124.1 \text{ KN.} \\ Q_{\text{corps creux}} = 1 \times 21.88 = 21.88 \text{ KN.} \end{cases}$$

• **Plancher l'étage courant**

$$\begin{cases} G = 5.56 \times 19.15 = 106.47 \text{ KN.} \\ Q = 1.5 \times 21.49 = 32.23 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Poids des poutres**

$$\text{Poutres principales (PP)} : P_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 25 \times (0.30 \times 0.45) \times 4.85 \Rightarrow P_{pp} = 16.36 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires (PS)} : P_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 25 \times (0.30 \times 0.4) \times 3.95 \Rightarrow P_{ps} = 11.85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 16.36 + 11.85 = 28.21 \text{ KN}$$

➤ **Poteaux :** $P = S \times 25 \times h_e$

$$P_{\text{pot}} = 29.83 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif du poids des éléments : Les résultats de la descente de charge pour le poteau D₅ sont dans les tableaux suivant:

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	124.1	21.88
	Poutre (30×45) cm ²	16.36	
	Poutre. S (30×40) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
	Total	182.14	21.88
N1	Venant de N0	182.14	21.88+ 32.23= 54.11
	Plancher d'étage (20+4)	106,47	
	PP (30×45) cm ²	16.36	
	PS (30×40) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
	Total	346.65	54.11
N2	Venant de N1	346.65	54.11 + 0.9×32.23 = 83.12
	Plancher d'étage (20+4)	106,47	
	PP (30×45) cm ²	16.36	
	PS (30×40) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
	Total	511.16	83.12
N3	Venant de N2	511.16	83.12+32.23×0.8 =108.90
	Plancher d'étage (20+4)	106,47	
	PP (30×45) cm ²	16.36	
	PS (30×40) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
	Total	675.67	108.90
N4	Venant de N3	675.67	108.90 + 0.7×32.23=131.46
	Plancher d'étage (20+4)	106,47	
	PP (30×45) cm ²	16.36	
	PS (30×40) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
	Total	840.18	131.46
N5	Venant de N4	840.18	131.46+0.6×32.23=150.79
	Plancher d'étage (20+4)	106,47	
	PP (30×45) cm ²	16.36	
	PS (30×40) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
	Total	1004.69	150.79

N6	Venant de N5	1004.69	150.79 + 0.5×32.23=166.90
	Plancher d'étage (20+4)	106,47	
	PP (30×45) cm ²	16.36	
	PS (30×40) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
Total		1169.2	166.90
N7	Venant de N6	1169.2	166.90+0,5×32.23=183.01
	Plancher d'étage (16+4)	106,47	
	PP (35×40) cm ²	16.36	
	PS (30×35) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
Total		1333.71	183.01
N8	Venant de N7	1333.71	183.01+0.5×32.23=199.12
	Plancher d'étage (16+4)	106,47	
	PP (35×40) cm ²	16.36	
	PS (30×35) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
Total		1498.22	199.12
N9	Venant de N8	1498.22	199.12+0.5×32.23=215.23
	Plancher d'étage (20+4)	106,47	
	PP (35×40) cm ²	16.36	
	PS (30×40) cm ²	11.85	
	Poteau (60×65) cm ²	29.83	
Total		1662.73	215.23

Tableau. II.2.11.Descente des charges sur poteau

$$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 2567.53 \text{ KN}$$

$$N_s = G_t + Q_t = 1877.96 \text{ KN}$$

II.3.3.2. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

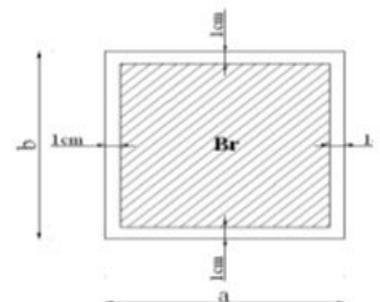
$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50;$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

Vérification du poteau à la base « poteau du RDC (60*65)cm²

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.65} = 11.41$$

$$\lambda = 11.41 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.832$$

Pas de risque de flambement.

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (65-2)(60-2) = 3654 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 600 \times 650}{100} = 780 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(600+650)}{100} = 100 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \%B \quad (\text{zone II})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (650 \times 600) = 3120 \text{ mm}^2$$

❖ Tableau Récapitulatif :

Niveau	N_u (N)	A_{\min}^{BAEL}	A_{\min}^{RPA}	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N)	condition

		(mm ²)	(mm ²)				
RDC+9	2567530	780	3120	3120	365400	6532767.53	vérifiée

❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

$N_d = N_s = G_t + Q_t = 1877.96 \text{ KN}$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1877960}{650 \times 650 \times 25} \equiv 0,20$$

$$v = 0,20 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (60 × 65) cm²

Conclusion :

Après le pré dimensionnement des éléments structuraux et après avoir fait toutes les vérifications nécessaires par (RAP99/2003 et CBA93) on adopte pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : 30 × 45 cm².
- ✓ Poutres secondaires : 30 × 40 cm².
- ✓ Poteaux de RDC +9 : 65 × 60 cm².

CHAPITRE 3

ETUDE

DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRES

III. Eléments secondaires

III.1.L'Acrotère

III.1.1.Introduction

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

III.1.2.Mode de travail

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.

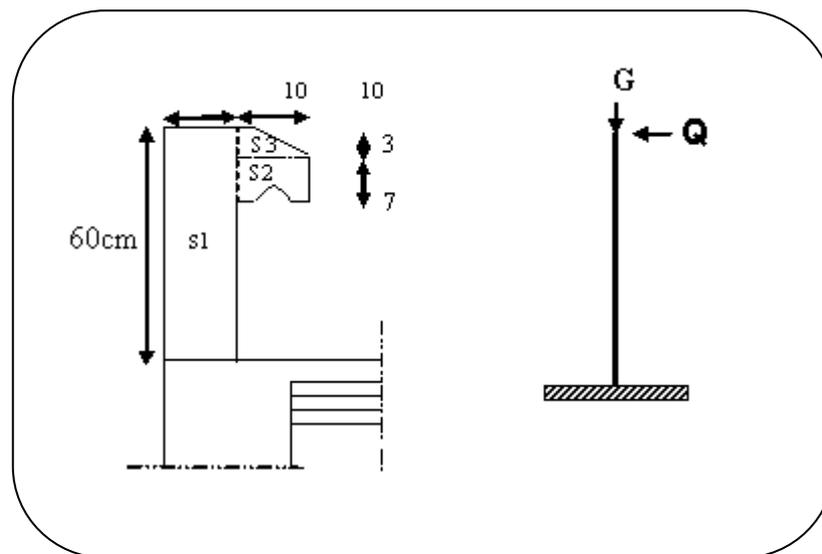


Fig.III.01. schéma isostatique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

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

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

Surcharge

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranche $T_\mu = Q = 1000 \text{ N}$

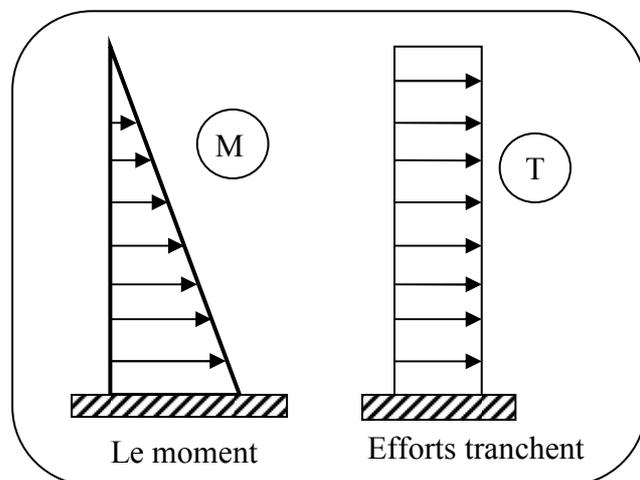


Fig.III.02.Schéma de sollicitations de l'acrotère

Sollicitation

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m.}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

Combinaison d'action

❖ E.L.U

$$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

❖ E.L.S

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

III.1.4. Calcul de ferrailage

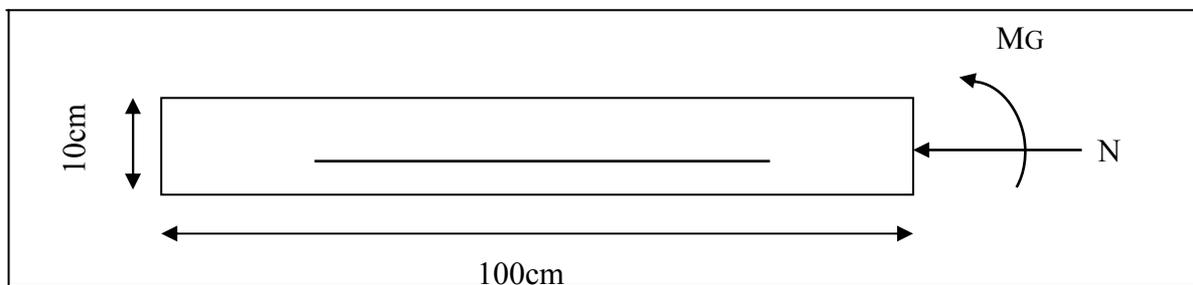


Fig.III.03. Section de l'acrotère.

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

Armatures longitudinales

❖ E.L.U

Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.491 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.386	0.337

❖ E.L.S

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section à la flexion simple

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section à la flexion composée

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\sigma_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale :(B.5.3.1)

$$A^{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^\ell = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures De Répartition

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Espacement Des Armatures

$$A_t = 5 T8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \phi 6 \rightarrow S_r = 25 \text{ cm}$$

-Schéma du ferrailage ;

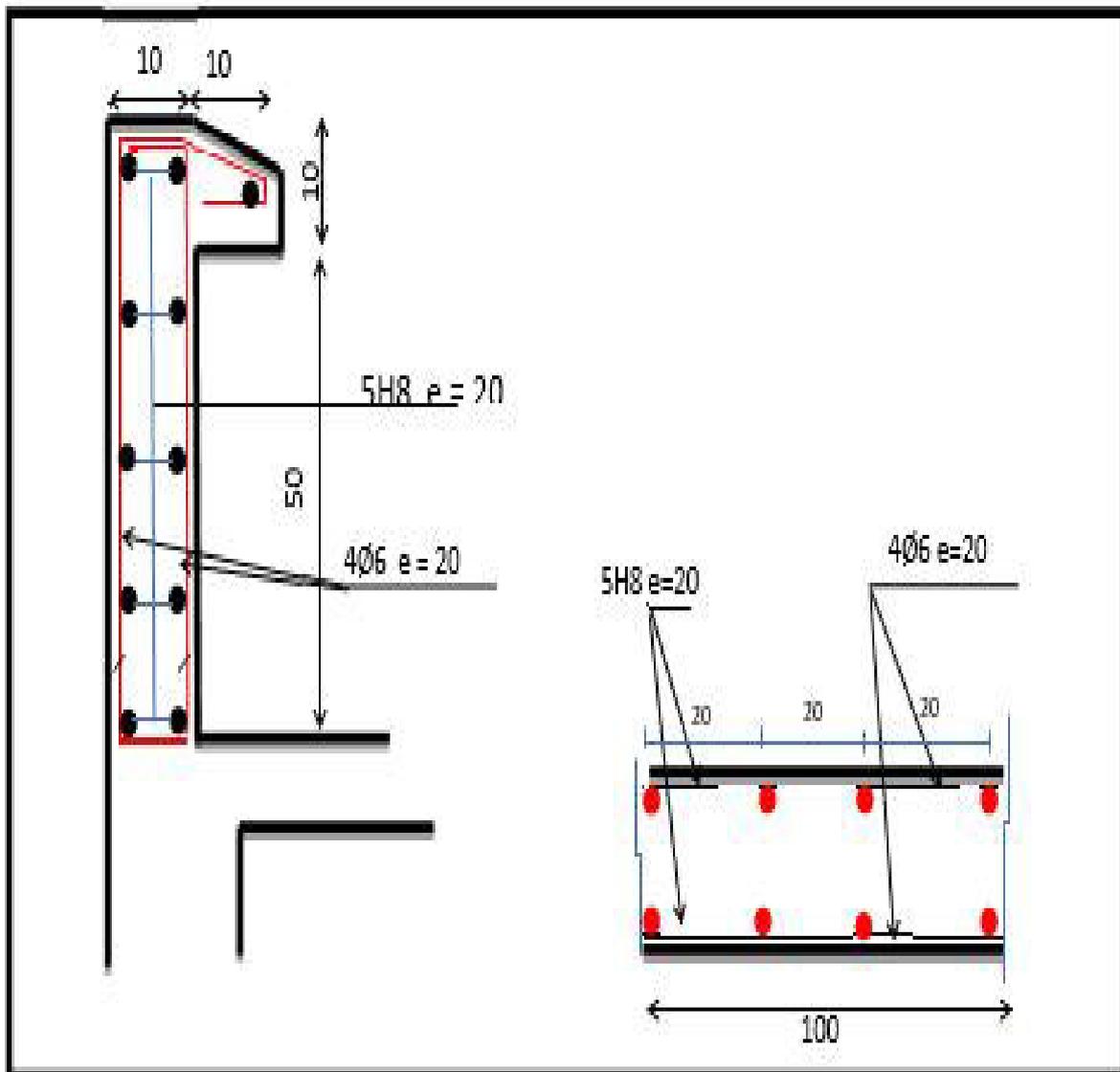


Fig. III.04. Ferrailage d'acrotère.

III.2 Etudes des plancher

III.2.1. Introduction

Les planchers sont des plates-formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux aux étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, de charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de très grande rigidité.

Fonctions nécessaires de plancher :

- Résistance mécanique
- Rigidité aux déformations
- Isolation acoustique aux d'impact.
- Etanchéité
- Isolation thermique
- Résistance à l'incendie accidentel
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication

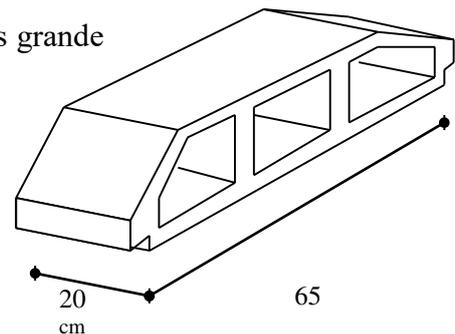
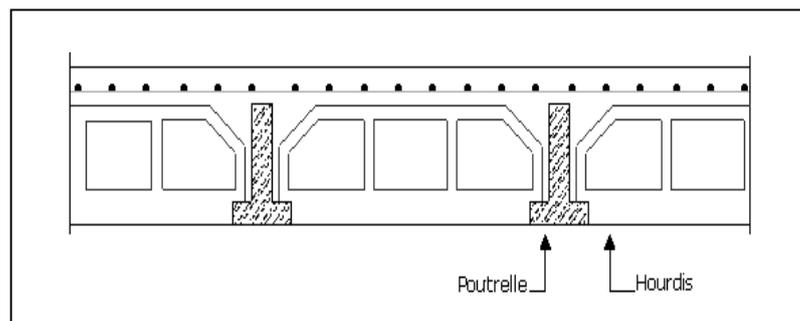


Fig III 5- Corps Creux

III .2.2.Conception des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (20x24x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



III .2.3.Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaire .

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher corps creux : Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.2.4.Calcul des poutrelles :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

III 2.5. Calcul des moments :

- **Les moments en appui :**

- $0,2M_0$ pour appui de rive
- $0,6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0,5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0,4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

- **Les moments en travées :**

$$M_T \geq \max(1,05; (1 + 0,3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée de rive}$$

$$M_T \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

III .2.6. Les méthodes approchées

1. méthodes forfaitaire :**Condition d'application**

- ❖
$$\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$$
- ❖ Inertie constante (I) :
- ❖
$$0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$$
- fissuration peu nuisible

2. Méthode de Caquot :**Condition d'application :**

$$Q > 2G \text{ et } Q > 500 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.

Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 24 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ;$$

Les combinaisons d'action :

Evaluation des charges :

A-Plancher terrasse ; D'après le (DTR BC 2.2)

$$g = G \cdot 0.65 = 6.48 \times 0.65 = 4.21 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1000 \times 0.65 = 0.65 \text{ K N/ml.}$$

B-Plancher étage (habitation): D'après le (DTR BC 2.2)

$$g = G \cdot 0.65 = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{etage courant}} = 1.5 \text{ K N/m}^2$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

1) .La combinaison d'action :

$$\text{❖ E.L.U : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\text{❖ E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + q$$

Niveau	g (KN/ml.)	q (KN/ml.)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	3.61	0.975	6.34	4.59

Étages terrasse	4.21	0.65	6.66	4.86
------------------------	------	------	-------------	-------------

III.2.7. Calcul des planchers a corps creux :

Nous avons deux type des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse

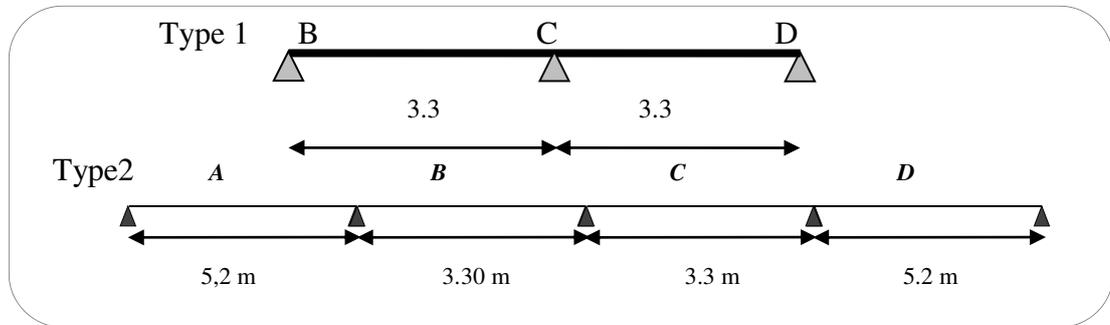


Fig.III.06. Types des nervures

Choix de la méthode de calcul de poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis.

Application de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_0, M_e) et des moments en travée (M_t).

Vérification des conditions :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$

• **Plancher terrasse :**

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(12.96, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ **CV**

• **Plancher étage courant :**

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(11.12, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ **CV**

2. La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées) :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{Cste} \dots\dots\dots (\text{C.vérifier}).$$

3. Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre :

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

- {

Type 1 $0.8 \leq 3.3/3.3 = 1 \leq 1.25$ (C.vérifier).
Type 2 $0.8 \leq 5.2/3.3 = 1.57 \leq 1.25$ (C. Non vérifié).

4. La fissuration est considérée comme peu nuisible (C.vérifier).

Donc :

- Conditions sont vérifiées les poutrelles, **type1**, alors on applique la méthode forfaitaire.

- Conditions non vérifier les poutrelles **type2**, alors on applique la méthode Caquot.

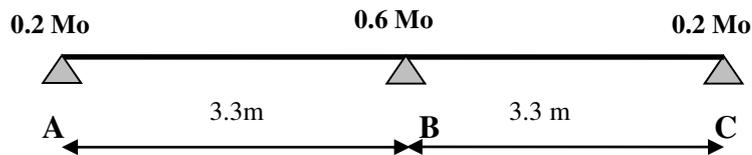
Remarque : la méthode de calcul que nous choisissons est :

- *la méthode forfaitaire pour le type1
- *la méthode Caquot pour le type 2 exposée ci-dessous

III.2.8.Détermination des sollicitations

a) Plancher terrasse :

Type 1 ·



Calcul a l'E.L.U;

Calcul es moments : Pour l'étude des poutrelles type 1, on exposera 01 exemples de calcul de 1^{ere} cas

-Moment isostatique : $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$$L=3,30\text{m}; M_{0(a-b)} = 6.66 \times (3.30)^2 / 8 = 9.06 \text{ KN.m}$$

$$L=3,30\text{m}; M_{0(b-c)} = 6.66 \times (3.30)^2 / 8 = 9.06 \text{ KN.m}$$

-moment sur appui :

$$M_{a1} = 0.2M_{0(a-b)} = 0.2 \times 9.06 = 1,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,6M_{0(a-b)} = 0.6 \times 9.06 = 5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.2M_{0(b-c)} = 0.2 \times 9.06 = 1,81 \text{ KN.m}$$

-moment en travée :

Calcul α rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \quad (\text{le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges}$$

permanentes en valeur non pondérée).

$$\Rightarrow \begin{cases} \alpha_{P.T} = \frac{q}{(g + q)} = \frac{1000}{(1000 + 6480)} = 0.133 \\ \alpha_{P.E.C} = \frac{q}{(g + q)} = \frac{1500}{(1500 + 5560)} = 0.212 \end{cases}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \times 0.149) = 1.04$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \times 0.149) / 2 = 0.522$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.149) / 2 = 0.622$$

Travée (A-B) : travée de rive

$$M_{t(A-B)}: \max \begin{cases} 1.04 (9.06) - (5.43+1.81)/2 = 5.80 \text{ KN.m} \\ 0.62 \times 9.06 = 5.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(A-B)} = 5.80 \text{ KN.m}$

Travée (B-C) : travée de rive

$$M_{t(B-C)}: \max \begin{cases} 1.04 (9.06) - (1.81+5.43)/2 = 5.80 \text{ KN.m} \\ 0.62 \times 9.06 = 5.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(B-C)} = 5.80 \text{ KN.m}$

-Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{P.L}{2} - \frac{M_w + M_e}{L} \qquad T_e = \frac{-P.L}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(1.80) - (5.43)}{3.3} \Rightarrow T_w = 9.88 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(1.80) - (5.43)}{3.3} \Rightarrow T_e = -12.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(5.43) - (1.8)}{3.3} \Rightarrow T_w = 9.88 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(5.43) - (1.8)}{3.3} \Rightarrow T_e = -12.09 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau récapitulatif pour Les moments en travées ;

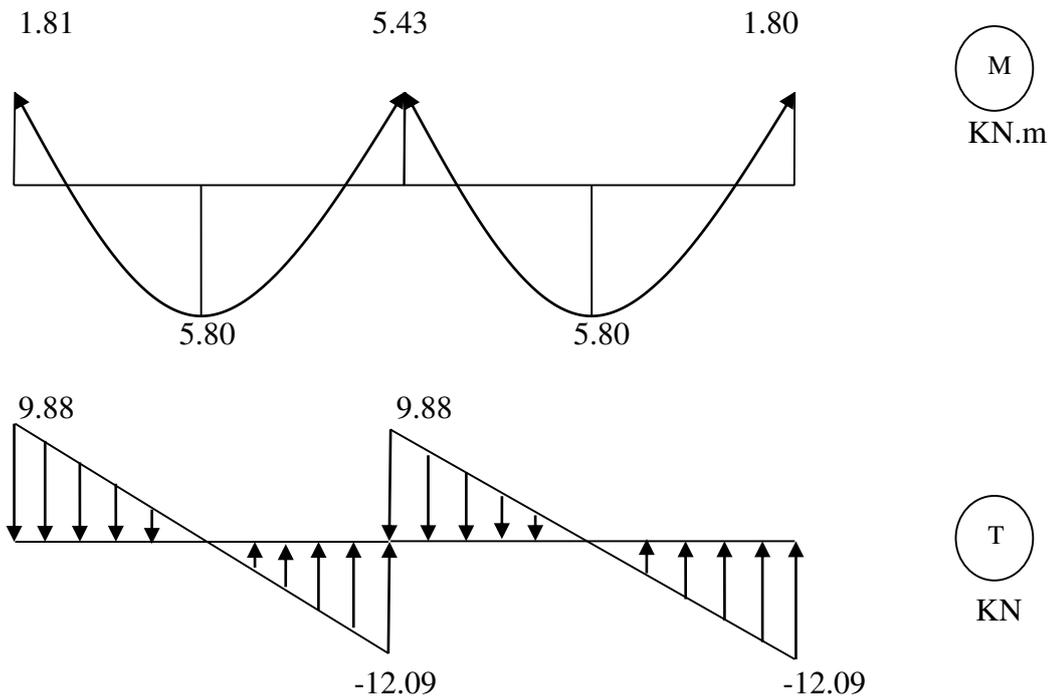
❖ **E.L.U :**

Travée	L (m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
travée AB	3.3	6.66	9.06	1.81	5.43	5.80	9.88	-12.09
travée BC	3.3	6.66	9.06	5.43	1.80	5.80	9.88	-12.09

• **E.L.S :**

Travée	L (m)	P _{ser} (N/ml)	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)
travée AB	3.3	4.86	6.61	1.32	3.96	4.23
travée BC	3.3	4,86	6.61	3.96	1.32	4.23

❖ ELU :



❖ ELS :

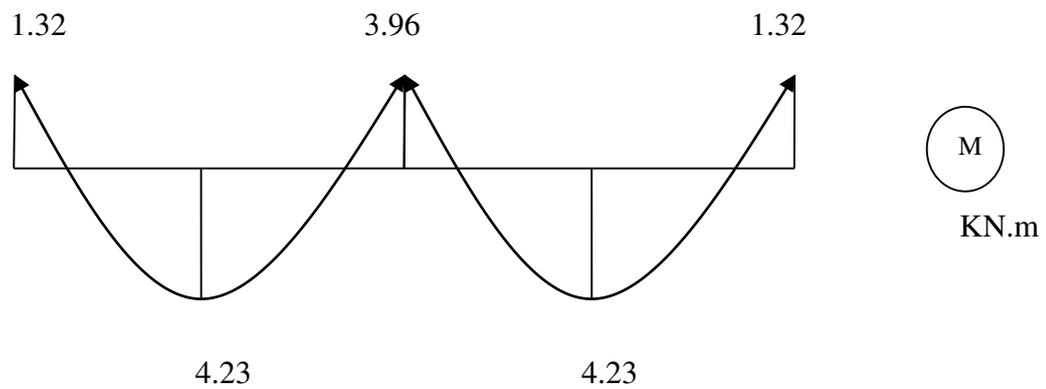


Fig. III.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants

b-Planchers étagé courant :

Type 1 :

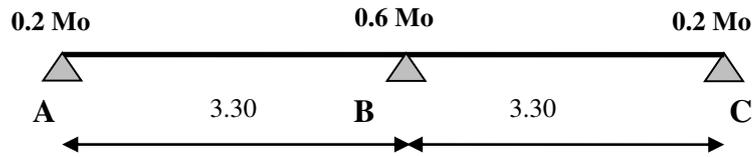


Tableau récapitulatif pour Les moments en travées ;

❖ E.L.U :

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
travée AB	3.3	6.34	8.63	1.72	5.17	5.72	8.37	-8.37
travée BC	3.3	6.34	8.63	5.17	1.72	5.72	8.37	-8.37

E.L.S :

Travée	L (m)	P_{ser} (N/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
travée AB	3.3	4.59	6.24	1.25	3.74	4.13
travée BC	3.3	4.59	6.24	3.74	1.25	4.13

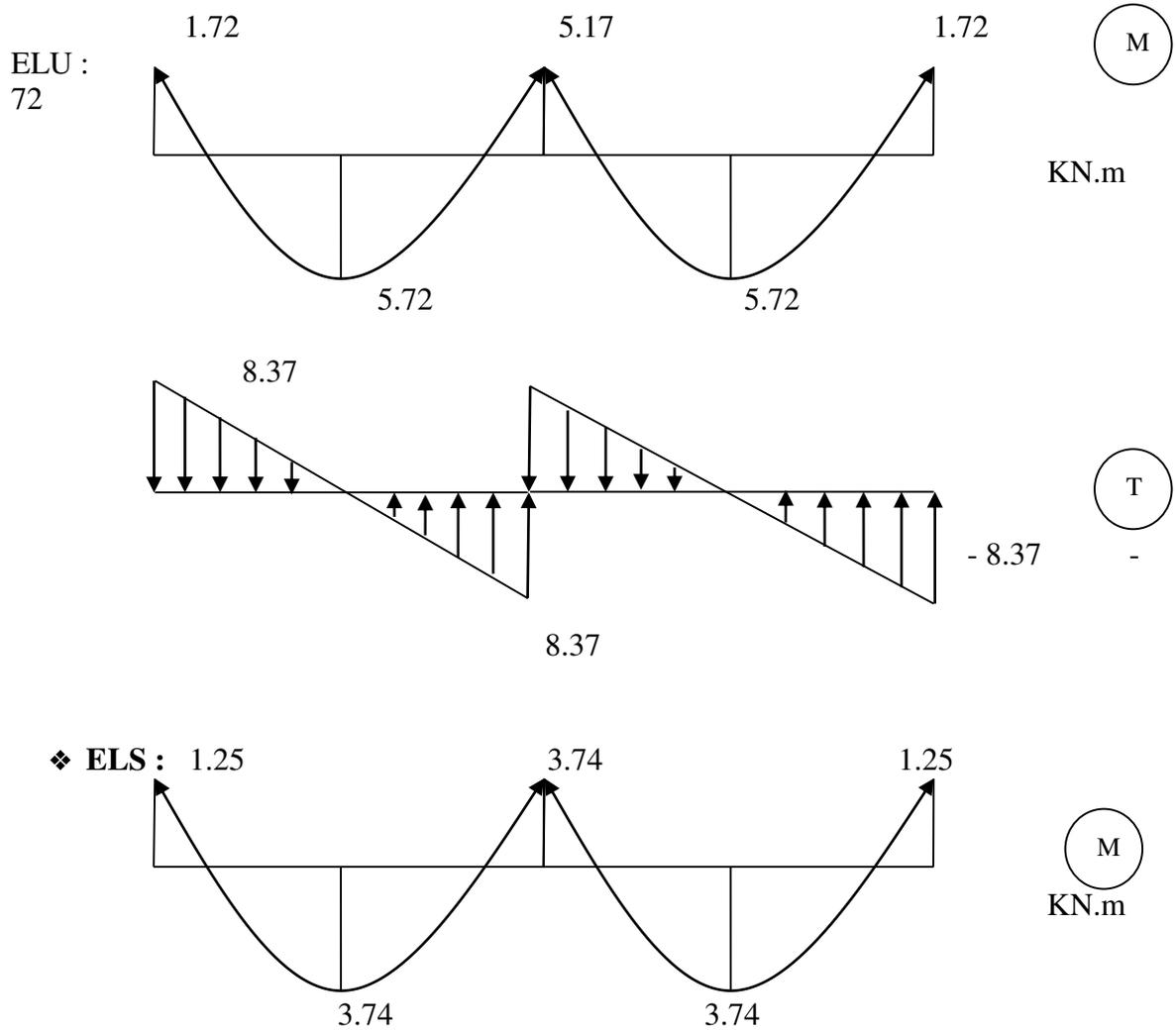
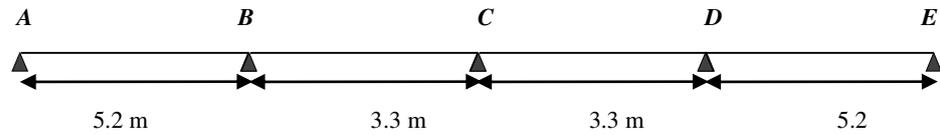


Fig. III.8. Diagramme des moments et des efforts tranchants

1) III .2.9.Détermination des sollicitations ;

Type 2 :



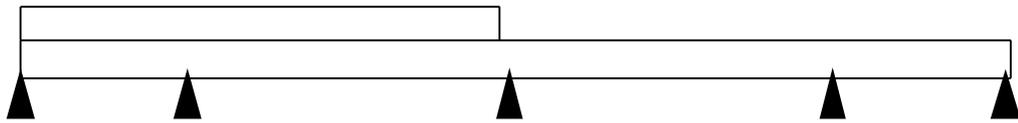
III .2.10.Principe de la méthode de Caquot :

-Charger deux travées pour déterminer le moment sur l'appui entre eux.

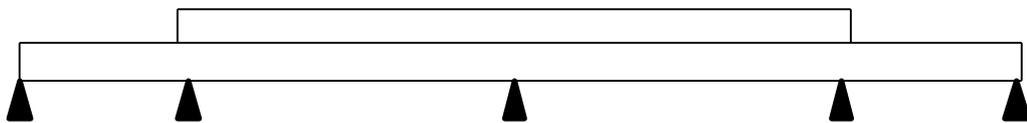
- Charger une travée pour déterminer son moment.

Pour cela on distingue 7 cas de chargement et comme les travées sont symétriques on aura 4 :

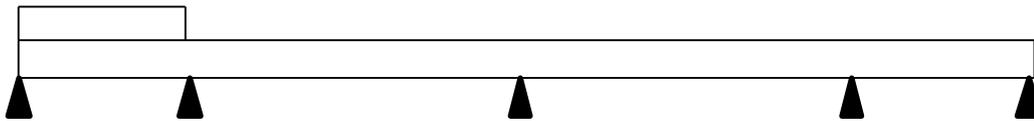
• Cas de chargement 1 :



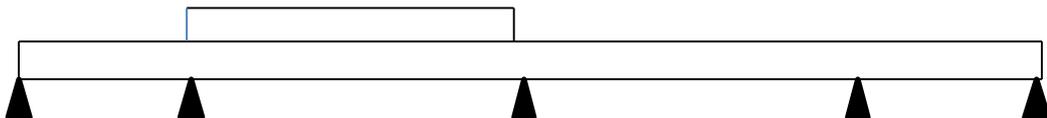
Cas de chargement 2 :



• Cas de chargement 3 :



• Cas de chargement 4 :



Les équations des moments sur appuis en travées et l'effort tranchant ;

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$- l' = \begin{cases} 0,8l \dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$$

- **Appuis de rive :**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15 \times M_0$; Avec ($M_0 = PL^2/8$)

Moment en travée ;

$$M_t = M_t = \frac{P(X_{tm})^2}{2} + M_a w$$

$$\text{Telq; } X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$$

$$X_1 = X_{tm} - \frac{\sqrt{2Mt}}{P}, \quad X_2 = X_{tm} + \frac{\sqrt{2Mt}}{P}$$

Valeur des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

T_d = l'effort tranchant à droite de la travée

T_g = l'effort tranchant à gauche de la travée

	Travée chargée	Travée déchargée
ELU	1.35 g + 1.5 q	1.35 g
ELS	g+q	g

Tableau III.1. Combinaisons de calcul (travées chargées et déchargées).

III .2.11.Calcul des moments et des efforts tranchants :

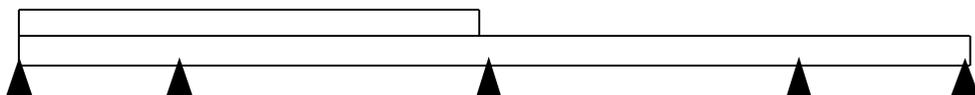
III .2.11.1.AP'ELU

1 .Plancher terrasse :

Type 2 :

Pour l'étude des poutrelles type 2, on exposera 01 exemples de calcul de 1^{ère} cas ;

- **Cas de chargement 1 :**



- **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = \frac{6.66 \times 5.2^2}{8} = 22.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_0^{DE} = \frac{q'_U \times L_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = \frac{5.68 \times 5.2^2}{8} = 19.2 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

Appuis de rive :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

- $M_A = -0.15 \times M_0^{AB} \Rightarrow M_A = -3.377 \text{ KN.m}$

- $M_E = -0.15 \times M_0^{DE} = M_E = -2.88 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_g, q_d : \text{étant le chargement à gauche de l'appui.} \\ L'_g, L'_d : \text{Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.} \end{array} \right.$$

*Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 5.2 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.3 = 2.64 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 2.64 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{6.66 \times (5.2^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (5.2 + 2.64)} \Rightarrow M_B = -15.891 \text{ KN}$$

$$M_C = -\frac{(6.66 \times 2.64^3) + (5.68 \times 2.64^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.64)} \Rightarrow M_C = -5.022 \text{ KN}$$

$$M_D = -\frac{(5.68 \times 2.64^3) + (5.68 \times 5.2^3)}{8.5 \times (2.64 + 5.2)} \Rightarrow M_D = -13.33 \text{ KN.m}$$

- **Les moments fléchissant en travées**

$$M_{tm} = \frac{q_u \times x t m^2}{2} + M_w$$

$$x_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$$

Travée AB

$$X_{tm} = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{qu \times L_{AB}} = \frac{5.2}{2} - \frac{(-3.377 - (-15.189))}{6.66 \times 5.2} = 2.239m$$

$$M(T) = \frac{6.66 \times (2.239)^2}{2} + (-3.377) \Rightarrow M_{tAB} = 13.312KNm$$

Travée BC

$$X_{tm} = \frac{L_B}{2} - \frac{M_B - M_C}{qu \times L_{BC}} = \frac{3.3}{2} - \frac{(-15.891 - (-5.063))}{6.66 \times 3.3} = 2.143m$$

$$M(T) = \frac{6.66 \times (2.143)^2}{2} + (-15.891) \Rightarrow M_T = -0.6KNm$$

Travée CD

$$X_{tm} = \frac{L_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{qu \times L_{CD}} = \frac{3.3}{2} - \frac{(-5.063 - (-13.577))}{5.68 \times 3.3} = 1.197m$$

$$M(T) = \frac{5.68 \times (1.197)^2}{2} + (-5.063) \Rightarrow M_{tACD} = -0.99KNm$$

Travée DE

$$X_{tm} = \frac{L_{DE}}{2} - \frac{M_D - M_E}{qu \times L_{DE}} = \frac{5.2}{2} - \frac{(-13.577 - (-2.88))}{5.68 \times 5.2} = 2.961m$$

$$M(T) = \frac{5.68 \times (2.961)^2}{2} + (-13.577) \Rightarrow M_{tDE} = 11.353KNm$$

Calcul de l'effort tranchant :

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad V^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6.66 \times 5.2}{2} + \frac{(-15.891) - (-3.377)}{5.2} \Rightarrow V_A = 14.90KN \\ V_B = -\frac{6.66 \times 5.2}{2} + \frac{(-15.891) - (-3.377)}{5.2} \Rightarrow V_B = -19.7KN \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(-5.063) - (-15.891)}{3.3} \Rightarrow V_B = 14.281KN \\ V_C = -\frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(-5.063) - (-15.891)}{3.3} \Rightarrow V_C = -7.70KN \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} V_C = \frac{5.68 \times 3.3}{2} + \frac{(-13.57) - (-5.063)}{3.3} \Rightarrow V_C = 6.94 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{5.68 \times 3.3}{2} + \frac{(-13.57) - (-5.063)}{3.3} \Rightarrow V_D = -11.79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} V_D = \frac{5.68 \times 5.2}{2} + \frac{(-2.88) - (-13.57)}{5.2} \Rightarrow V_D = 16.77 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{5.68 \times 5.2}{2} + \frac{(-2.88) - (-13.57)}{5.2} \Rightarrow V_E = -12.20 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS des différents cas de types 2 poutrelles sont résumés dans les tableaux qui suivent :

A- Les moments sur appuis :

Appuis	Les cas de chargements			
	1	2	3	4
A	-3.377	-2,88	-3.377	-2.88
B	-15.891	-13.845	-15.621	-13.845
C	-5.063	-5.461	-4.657	-5.063
D	-13.57	-13.845	-13.553	-13.57
E	-2,88	-2.88	-2.88	-2.88

B- Les moments en travées :

Travées		Les cas de chargements			
		1	2	3	4
AB	X _{tm}	2.239	2.23	2.246	2.23
	Mt	13.312	11,237	13.428	11.237
BC	X _{tm}	2.143	2.03	2.235	2.049
	Mt	-0.6	-0.102	-1.435	0.154
CD	X _{tm}	1.197	1.27	1.175	1.197
	Mt	-0.991	-0.102	-0.733	-0.991
DE	X _{tm}	2.961	2.97	2.961	2.961
	Mt	11.353	11.237	11.353	11.353

C-Les efforts tranchants :

		Les cas de chargements			
Travées	V	1	2	3	4
AB					
	V_g	14.72	12.68	14.96	12.68
	V_d	-19.7	-16.90	-19.67	-16.9
BC					
	V_g	14.28	13.25	12.69	13.60
	V_d	-7.70	8.44	-6,04	-8.32
CD					
	V_g	6.94	8.44	6.67	6.81
	V_d	-11.79	13.52	12.06	11.96
DE					
	V_g	16.77	16.90	16,8	16.6
	V_d	-12.20	-12.7	-12.2	-12.78

2/ Plancher à usage d'habitation (étage) :

Calcul des moments et des efforts tranchants :

a) A l'ELU :

A- Les moments sur appuis :

		Les cas de chargements			
Appuis		1	2	3	4
A		-3.214	-2.469	-3.214	-2.469
B		-15.128	-12.026	-14.722	-12.026
C		-4.60	-5.199	-3.993	-4.596
D		-11,62	-12.026	-11,62	-11.62
E		-2,469	-2.469	-2,469	-2.469

B-Les moments en travées :

		Les cas de chargements			
Travées		1	2	3	4
AB	Xtm	2,239	2.223	2.251	2.223
	Mt	12,672	9.56	12.847	9.56
BC	Xtm	2.153	1.976	2.318	2.005
	Mt	-0.428	0.355	-1.643	0.719
CD	Xtm	1.213	1.324	1.175	1.213
	Mt	-1.014	0.355	-0.629	-1.014
DE	Xtm	2.961	2.977	2.961	2.961
	Mt	9.734	9.56	9.734	9.734

C-Les efforts tranchants :

Travées		1	2	3	4
AB					
	V _g	-14.193	10.7	14.2	10.82
	V _d	-18.77	-14,51	-18.6	-14,4
BC					
	V _g	13.65	12.52	11.3	
	V _d	-7.26	-8.33	-4.8	-8.1
CD					
	V _g	-5.92	-8.33	5.73	-8.2
	V _d	-10.18	-12.52	-10.36	
DE					
	V _g	14.44	14.42	14.44	14.45
	V _d	-10.92	-10.7	10.92	-10.92

III .2.11.2.A L'E.L.S**1. Plancher à ETAGE**

A- Les moments sur appuis :

Appuis	Les cas de chargements			
	1	2	3	4
A	-2.327	-1.83	-2.327	-1.83
B	-10.952	-8,884	-10.681	-8.884
C	-3.362	-3,764	-2.96	-3.362
D	-8.614	-8.884	-8.614	-8.614
E	-1.83	-1.83	-1.83	-1.83

B- Les moments en travées :

Travées		Les cas de chargements			
		1	2	3	4
AB	Xtm	2.239	2.224	2.25	2.224
	Mt	9,174	7.1	9,291	7.1
BC	Xtm	2.151	1.988	2.298	2.015
	Mt	-0.333	0.186	-1.148	0.43
CD	Xtm	1.209	1.312	1.175	1.209
	Mt	-0.723	0.186	-0.466	-0.723
DE	Xtm	2.961	2.976	2.961	2.961
	Mt	7.216	7.1	7.216	7.216

2.Plancher Terasse**Al'E.L.S :****A.Les moments sur appuis :**

Appuis	Les cas de chargements			
	1	2	3	4
A	-2.464	-0.33	-2.464	-0.33
B	-11.596	-2.713	-10.434	-2.713
C	-2.259	-3.985	-0.533	-2.259
D	-1.551	-2.713	-1.551	-1.551
E	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33

B- Les moments en travées :

		Les cas de chargements			
Travées		1	2	3	4
AB	Xtm	2.239	1.895	2.285	1,895
	Mt	9.714	0.837	10.219	0,837
BC	Xtm	2.232	1.571	6.266	1.678
	Mt	0.512	3.282	2.326	4.132
CD	Xtm	1.98	1.729	1.175	1.98
	Mt	-0.985	3.282	-0.084	-0.985
DE	Xtm	2.961	3.305	2.961	2.961
	Mt	1.299	0.837	1.299	1.299

Les sollicitations maximales pour les types de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

Poutrelles	Effort	ELU	ELS
Plancher étage courant (20+4) cm	M_t^{\max}	12.848 KN.m	9.29 KN.m
	M_a^{\max}	15.128 KN.m	-10.95 KN.m
	V_u^{\max}	18.7	/
Plancher terrasse	M_t^{\max}	13.428 KN.m	10.219 KN.m
	M_a^{\max}	15.891 KN.m	-11.599 KN.m
	V_u^{\max}	19.7	/

Tableau III.2. Les sollicitations les plus défavorables.**2 CALCUL DES ARMATURES :**

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée pour les deux cas (planchers terrasse et l'étage courant). Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

a) Plancher terrasse :

- ❖ Armature longitudinale :

$$b = 65 \text{ cm} \quad , \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad , \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad d = 21 \text{ cm} \quad , \quad c = 3 \text{ cm}$$

E.L.U :

❖ EN Travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot \left(21 - \frac{4}{2}\right) = 70148 \text{ N.m}$$

Nous avons : $M_t^{\text{umax}} = 13428 \text{ N.m}$

$$M_t^{\text{max}} = 13428 \text{ N.m} < M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{13428}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.032 \Rightarrow \mu = 0.032 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.033 \Rightarrow \alpha = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.98 \quad A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A^u = \frac{13428}{348 \times 0.98 \times 21} = 1.87 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 1.87 \text{ cm}^2$

❖ En appui:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$(M_a^{\text{u max}}$ N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
15891	0.039	0.392	0.049	0.98	2,21

E.L.S :

❖ **D'après le B.A.E.L 91**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
En travée	0.04	13428	10219	1.3	25	0.4	Vérifiée
Sur Appui	0.049	15891	11599	1.3	25	0.4	Vérifiée

Condition de non fragilité : **(BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.65 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.25 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : **(RPA99 version 2003)**

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.55 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.24 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{RPA}) :$

❖ **Tableau de récapitulation :**

Désignation	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{pm} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	2.21	1.65	1.55	2T12 = 2.26
Appui	1.87	0.25	0.24	2T12 = 2.26

b) Plancher étage courant :

❖ Armature longitudinale :

E.L.U :

En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot \left(21 - \frac{4}{2}\right) = 70148 \text{ N.m}$$

$$M_t^u \max = 12847 \text{ N.m} < M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{12847}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.031 \Rightarrow \mu = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.031 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.984 \\ \alpha = 0.039 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A^u = \frac{12847}{348 \times 0.984 \times 21} = 1.7 \text{ cm}^2.$$

En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$M_a^{u \max}$ (N.m)	μ	μ	α	β	A (cm ²)
15128	0.037	0.392	0.047	0.981	2.11

E.L.S :

D'après le B.A.E.L 91

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
En travée	0.039	12847	9290	1.38	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.047	15128	10950	1.38	25	0.44	Vérifiée

Condition de non fragilités : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.65 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.25 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

Sur travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.55 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.24 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm})$.

❖ **Tableau de récapitulation :**

Désignation	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	1.7	1.65	1.55	2T12 = 2.26
Appui	2.11	0.25	0.24	2T12 = 2.26

3 Vérification et calcul élémentaire :

a) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 A.5.1)

$$b) \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{19700}{100 \times 210} = 0.93 \text{ MPa}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant (max) vis-à-vis de l'E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

➤ Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu préjudiciable (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{1,15}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

✓ **Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

c) Diamètres minimales ϕ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t < \min \begin{cases} \phi_l = 10 \text{ mm} \\ \frac{ht}{35} = \frac{240}{35} = 5.81 \approx 6 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

d) L'espacement St : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\checkmark \quad S_{t1} \leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \cdot 21; 40 \text{ cm}) = (18.90; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_{t1} = 18.90 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times b_0)} \quad \Rightarrow \quad S_{t2} \leq \frac{(0.56 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 32.90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t2} = 32.90 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad S_{t3} \leq \frac{(0.8 \cdot A_t \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 0.56 \times 235)}{10(0.559 - 0.3 \times 2.1)} = 105.28 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t = \min. (18.90 ; 32.90 ; 105.28)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

e) L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91 A.5.1, 31)

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur bo avant l'appui (côté travée), on doit vérifier la condition **BAEL91 (A.5.1, 313)**:

$$\frac{2Vu}{bo \cdot a} \leq 0.8 \frac{fcj}{\gamma b}$$

$$\text{On a : } Vu \leq 0.267 \times bo \times a \times fc28$$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $0,9 d$

$$a = 0.9 \times 21 = 18.90 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } Vu \leq 0.267 \times 1000 \times 18.9 \times 25 = 126157 \text{ N}$$

La valeur maximale de $V_u = 19700 \text{ N}$

$$Vu = 19700 \text{ N} \leq 126157 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{C. vérifier})$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à **BAEL91 (A.5.1, 312)** :

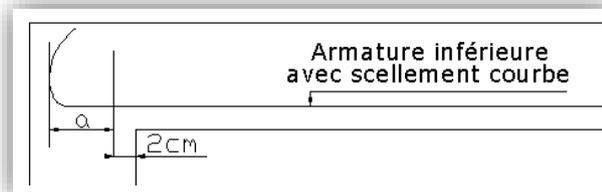
$$A \geq \gamma s x \frac{Vu}{fe}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{19700}{400} = 49.25 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 49.25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{C. vérifier})$$



f) La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm . Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ **20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,**
- ✓ **33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.**

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm , la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{fe} = \frac{4l}{fe} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 6$ (20/20)

g) Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \Rightarrow \frac{24}{520} = 0.046 \geq \frac{13128}{10(70148)} = 0.018 \quad (C.V) \\ 2) : \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 21} = 0.0016 \leq 0.009 \quad (C.V) \\ 3) : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{24}{520} = 0.046 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

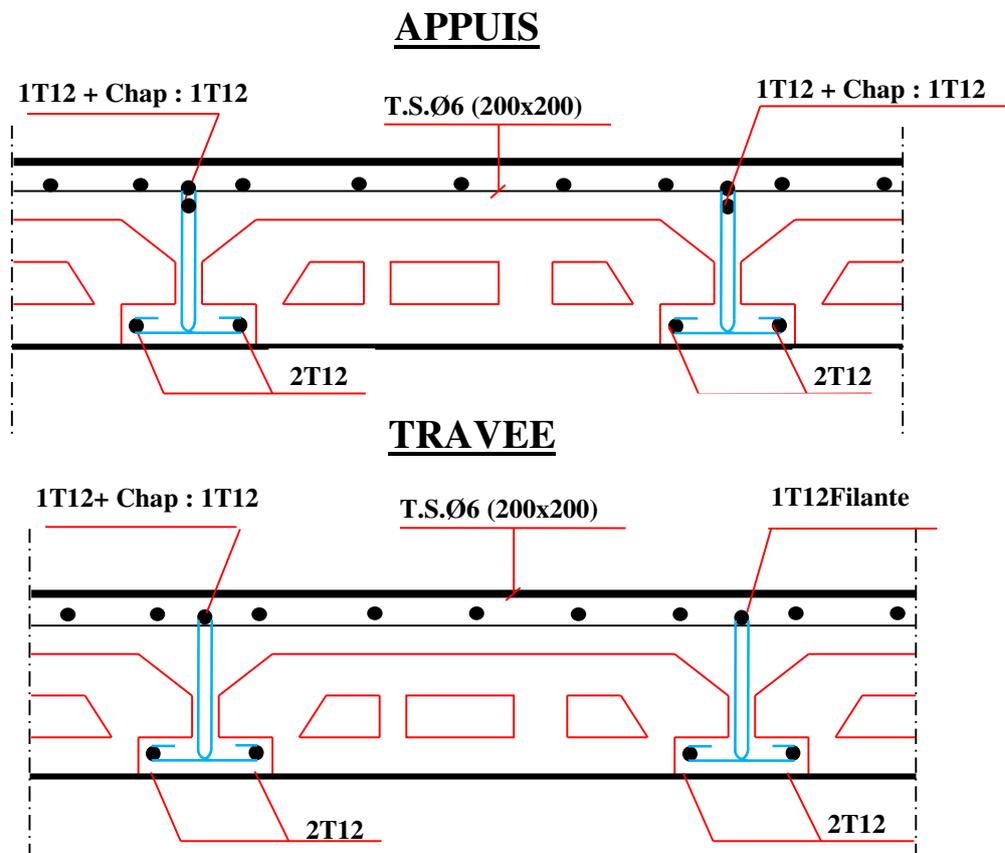


Fig.III.9.SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES

III.4. L'ESCALIER**III.4.1.Introduction:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse..

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

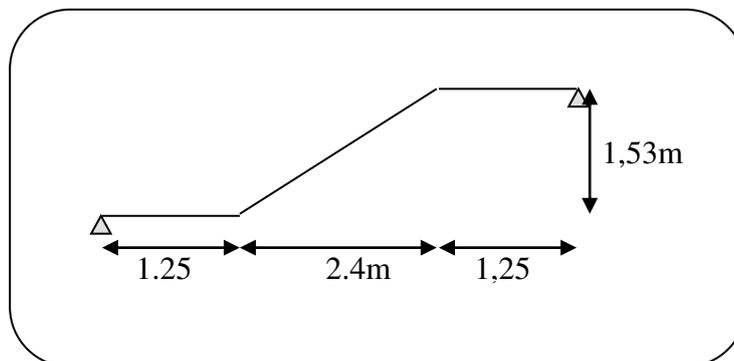
1) Escalier :

Fig.III.12. Schéma de volée de l'escalier.

3.3. Evaluation des charges:

☒ **Paillasse :**

$$g = 7.2 \times 1ml = 7.2 \frac{KN}{ml} \quad q = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$

☒ **Palier :**

$$g = 4.75 \times 1ml = 4,75 \frac{KN}{ml} \quad q = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m

Combinaison des charges :

$$E.L.U : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$E.L.S : P_{ser} = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
P_U	13.47	10.16
P_{ser}	9.7	7.25

TabIII.4.1.1. Combinaison des charges

Détermination des sollicitations :

- ✓ Pour la méthode des charges équivalentes :
 - ✓ La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$
 - ✓ Moment isostatique : $M_0 = q_{eq} \times \frac{l^2}{8}$
 - ✓ L'effort tranchant : $T_U = q_{eq} \times \frac{l}{2}$
- **ELU :** $q_e = \frac{2q_1l_1 + q_2l_2}{2l_1 + l_2} = \frac{2 \times (10.16 \times 1.25) + 13.47 \times (2.4)}{(2 \times 1.25) + 2.4} = 11.78 \text{ KN/ml}$
 - **ELS :** $q_e = \frac{q_1l_1 + q_2l_2 + q_1l_1}{l_1 + l_2 + l} = \frac{(2 \times 7.25 \times 1.25) + 9.7(2.4)}{2.4 + 1.25 + 1.25} = 8.45 \text{ KN/ml}$

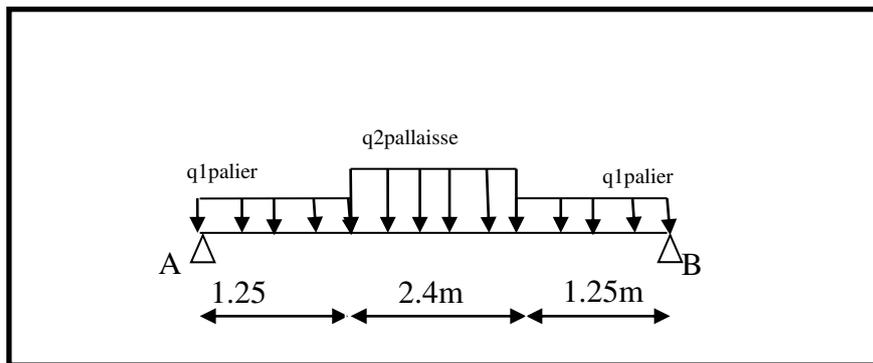


Fig. III.13. Schéma statique avec chargement

Moments et Effort Tranchants :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0$$

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	11.78	35.35	10.6	30.1	28.86
ELS	8.45	25.36	7.6	21.55	20,70

Tab.4.1.2: Moments et Effort Tranchants.

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$

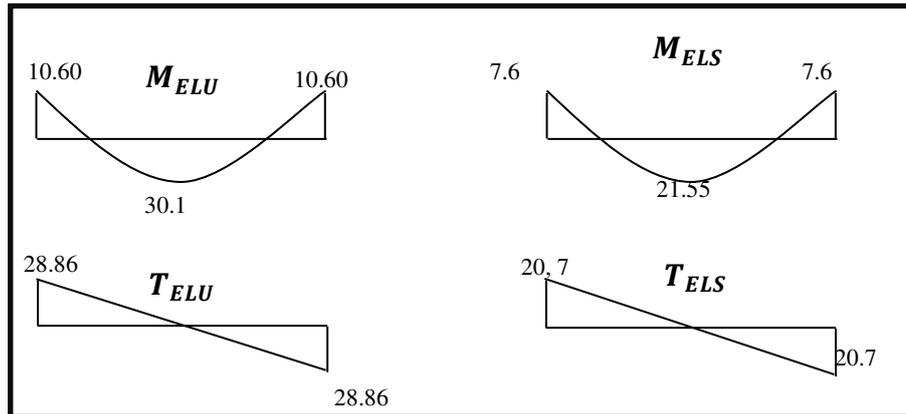


Fig. III.14: Diagramme de moment et l'effort tranchant

3.4. Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : $C \geq 1 + 1 = 2$ on choisit $C = 3cm$

$$\emptyset \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow \emptyset = 10mm$$

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

$$b = 100cm$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 13 \text{ cm}$$

4.1 Armatures Longitudinales:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0,4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28 (Mpa)	ft28 (mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (mpa)	σ_s (mpa)	fe (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.13	14.20	348	400

Tab.4.1.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Elément	Mu (N.m)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Travée	30100	0.125	0,392	0.167	0,931	7,15
Appuis	10600	0,044	0,392	0,053	0,97	2.3

Tab.4.1.4 : calcul de la section des armatures.

➤ E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.167	30100	21550	1,39	25	0.45	Vérifiée
Sur appuis	0,053	10600	7600	1,39	25	0,45	Vérifiée

Tab. 4.1.5 : vérification de la contrainte

✓ Vérification :

➤ Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times 100 \times 14 = 1.40 \text{ cm}^2$$

	A _u (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)	A _{min} ² (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	7.15	1.33	1.40	7.15	5HA14 = 7.70
Appuis	2.3	1.33	1.40	2.3	4HA12 = 4.52

Tab 4.1.6 : Armatures de longitudinales

4.2. Armatures de répartitions : A_t = A_L / 4

Elément	A _l (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	7.70	1.925	4HA8 = 2.01
Appuis	4.52	1.13	4HA8 = 2.01

Tab 4.1.7 : Armatures de répartitions

4.3. L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.42)

☒ Armatures longitudinales :

$$S_l \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversals:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant:

• La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1).

$T_U = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par

la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$ (BAEL (A.5.1,211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28860}{1000 \times 130} = 0.222 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0, 15 f_{c28/\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.222 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

4.3. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{490} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.032 \leq 0.085 \dots \dots \text{C non vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.15}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0055 \leq 0.0105 \dots \dots \text{C vérifier}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{490} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.032 \leq 0.062 \quad \text{C non vérifier} \dots \dots \dots \text{Comme les}$$

conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)**a-Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 16 \cdot \frac{16}{2} + 15 \times 7.15 \times 13}{100 \times 16 + 15 \times 7.15} = 8.31 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8.31 = 7.69 \text{ cm}$.

$\delta = y_G - 2 = 6.31 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 38557.37 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{7.15}{100 \times 13} = 0.0055$$

Pour les déformations instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0055} \Rightarrow \lambda_i = 3.82$$

Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.955$$

Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{2(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{2L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g = 5784 \text{ N/ml}$$

$$g = \frac{2(4750 \times 1.25) + (7200 \times 2.4)}{(2 \times 1.25 + 2.4)} = 5950 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(G_{\text{dalleplein}} \times L_{\text{palier}}) + (\text{Poid}_{\text{paillasse}} + \text{poid.marche}) \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{(4000 \times 1.25) + (4140 + 1870) \times 2.40}{4.9} = 4984.5 \text{ N/ml}$$

$$P = g + q = 5950 + 2500 = 8450 \text{ N/ml}$$

$$j = 4984.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{\text{ser}}^g = \frac{0.85 g l^2}{8} = 15178.82 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}}^j = \frac{0.85 j l^2}{8} = 12715.77 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}}^{q_{\text{ser}}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = 21556.48 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes de traction :

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.55$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.55 \Rightarrow \beta_1 = 0.889$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{\text{ser}}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{15178.82}{0.889 \times 7.15 \times 13} = 183.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{\text{ser}}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{12715.77}{0.889 \times 7.15 \times 13} = 153.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{\text{ser}}} = \frac{M_{\text{ser}}^{q_{\text{ser}}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{21556.48}{0.889 \times 7.15 \times 13} = 260.87 \text{ MPa}$$

-Calcul du coefficient <<μ >>:

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 153.88 + 2.1} = 0.669$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 183.69 + 2.1} = 0.598$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 260.87 + 2.1} = 0.469$$

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

Calcul des inerties :

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{38557.37}{1 + 3.82 \times 0.598} = 12913.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{38557.37}{1 + 3.82 \times 0.669} = 11928.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{38557.37}{1 + 0.955 \times 0.598} = 26995.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q \text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q \text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{38557.37}{1 + 3.82 \times 0.469} = 15193.23 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{15178.82 \times (490)^2}{10 \times 32164.20 \times 12913.65} = 0.87 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{12715.77 \times (490)^2}{10 \times 32164.20 \times 11928.6} = 0.79 \text{ cm}$$

$$f_{q \text{ ser}} = \frac{M_{ser}^{q \text{ ser}} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^{q \text{ ser}}} = \frac{21556.48 \times (490)^2}{10 \times 32164.20 \times 15193.23} = 1.059 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{15178.82 \times (490)^2}{10 \times 10818.86 \times 26995.97} = 1.24 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q_{u,ser}} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98$$

$$\Delta f_t = 1.24 - 0.79 + 1.059 - 0.87 = 0.639 \text{ cm} \leq 0.98 \text{ CV}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5 \text{ m}$ on a :

$$f_{adm} = 0.639 \text{ cm} \leq \overline{f_{adm_t}} = 0.98 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

Présentation ferrailage d'escalier

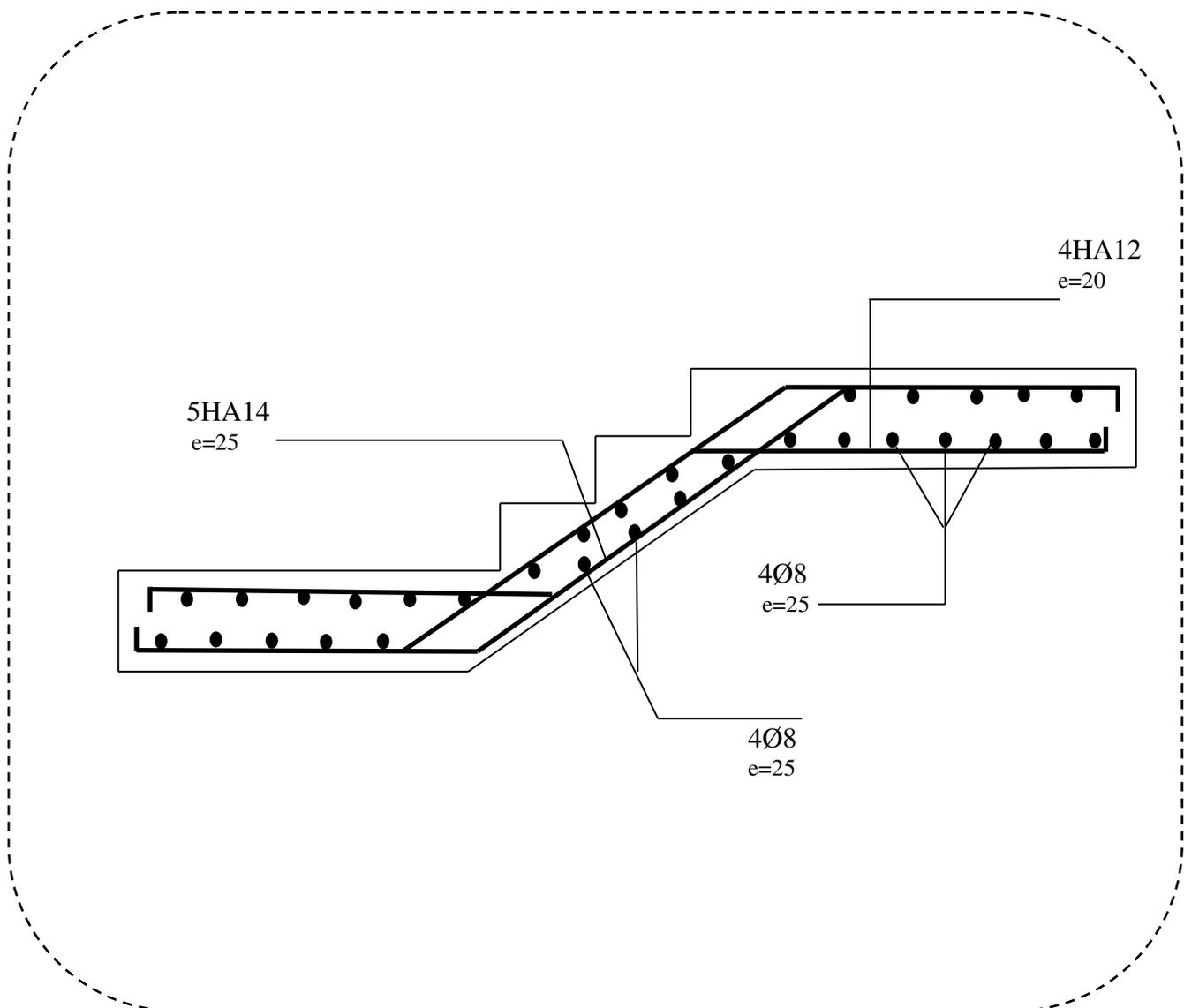


Fig 3.15. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5.POUTRE PALIERE

III.5.1.Définition :

La poutre palier est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion,

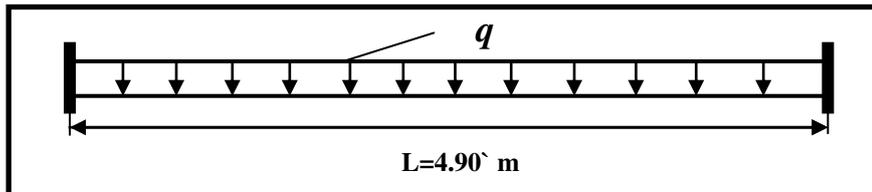


Fig. III.16.Schéma de poutre de palier.

III.5.1.Pré-dimensionnement:

$$h \geq (1.15 \div 1.10) L$$

$$h \geq (24.36)$$

Alors on prend : $h=40\text{cm}$; $b=30\text{ cm}$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$. b \geq 20\text{ cm} \longrightarrow b = 30 > 20 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$h \geq 30\text{ cm} \quad h = 40 \longrightarrow 30 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$30\text{cm} . h/b \leq 4 \quad 40 \longrightarrow 30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

- Donc la section de la poutre palier est $(30 \times 40)\text{cm}^2$

- Méthode de calcul:

La poutre palier est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur g_m

III.5.3.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $g = h.b.\gamma = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3\text{ KN/ml}$.

- $P = g + q = 8.45\text{ KN/ml}$

- La réaction d'escalier : $P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 20.7\text{KN/ml}$

- poids du mur : $g_m = h \cdot \gamma = 2.8 \times 1.53 = 4.2 \text{ KN/ml}$

III.5.4. Calcul de la poutre en flexion :

➤ 4-1- Combinaisons d'actions :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

-E.L.U : $P_u = 1.35 (g + P + g_m) + 1.5 q = 41.41 \text{ KN/ml.}$

- E.L.S : $P_{ser} = g + P + q + g_m = 30.4 \text{ KN /ml.}$

➤ 4-2- Les sollicitations

-E.L.U : $M_t = P_u \times \frac{L^2}{24} = 41.41 \times \frac{4.9^2}{24} = 41.42 \text{ KN.m}$

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 41.41 \times \frac{4.9^2}{12} = 82.85 \text{ KN.m}$$

$$T_u = P_u \times \frac{L}{2} = 101.45 \text{ KN.m}$$

- E.L.S : $M_t = P_s \times \frac{L^2}{24} = 30.4 \times \frac{4.9^2}{24} = 30.41 \text{ KN.m}$

$$M_a = P_s \times \frac{L^2}{12} = 30.4 \times \frac{4.9^2}{12} = 60.82 \text{ KN.m}$$

III.5.4. Calcul de ferrillage :(armatures longitudinales)

b = 30 cm h = 40m d = 37 cm

l'enrobage C $\geq 1 + \frac{\phi}{2}$; $\phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3.00 \Rightarrow C = 3.00 \text{ cm}$$

❖ E.L.U :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	M_u	μ	μ_l	α	β	A_{cal}
Appui	82850	0.134	0.392	0.18	0.928	5.75

Travée	41420	0.067	0.392	0.086	0.965	3.24
---------------	-------	-------	-------	-------	-------	------

❖ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	<i>condition</i>
Appui	82850	60820	1.36	0.080	0.44	CV
Travée	41420	30410	1.36	0.167	0.44	CV

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.37 \text{ cm}^2.$$

❖ **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimale : RPA99 :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Elément	A_{cal}	$A_{\min} \text{ cm}^2$	A'_{\min}	A_{\min}^{RBA}	A_{\max}
Appui	5.75	1.37	1.20	6	6
Travée	3.24	1.37	1.20	6	6

Tab 3.2.4 : Armatures Longitudinale choisi

III.5.5.Vérification :**Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art A.5.1)**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{101.45}{0,3 \times 0,38} \Rightarrow \tau_U = 889.9 \text{ KN/m}^2 = 0,889 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,889 \text{ Mpa}$$

Exigence du RPA :**Armatures transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{40}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 10cm$$

$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9cm^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 ($1,01 cm^2$)

$$. S \leq \frac{h}{2} = 20cm, \text{ Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8cm^2$, donc on adopte 4T8 ($2,01 cm^2$).

- **vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{490} = 0,0816 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0816 > 0,033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 38}{400} = 11,4 > A_s = 6 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.6.Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875cm^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 10600N.m$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{10600}{2 \times 875 \times 5} \Rightarrow \tau_t = 1,2MPa < \bar{\tau}_u = 3,5MPa$$

Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120cm$$

$$A_l = \frac{120 \times 10600}{2 \times 875 \times 348} = 2,08cm^2$$

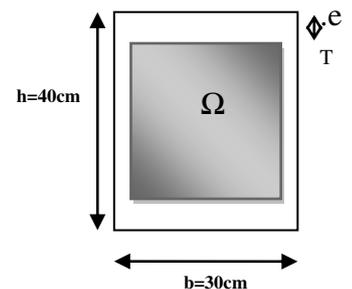


Fig.: Coupe Poutre palière

Tenant compte des aciers de flexion : $A_r = A_t + A_s$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_{adopte} (cm^2)$	BARRES
	A_f	A_t		
Appuis	6	2.08	8.29	3HA16 +2HA 12
Travée	6	2.08	8.29	3HA16 +2HA 12

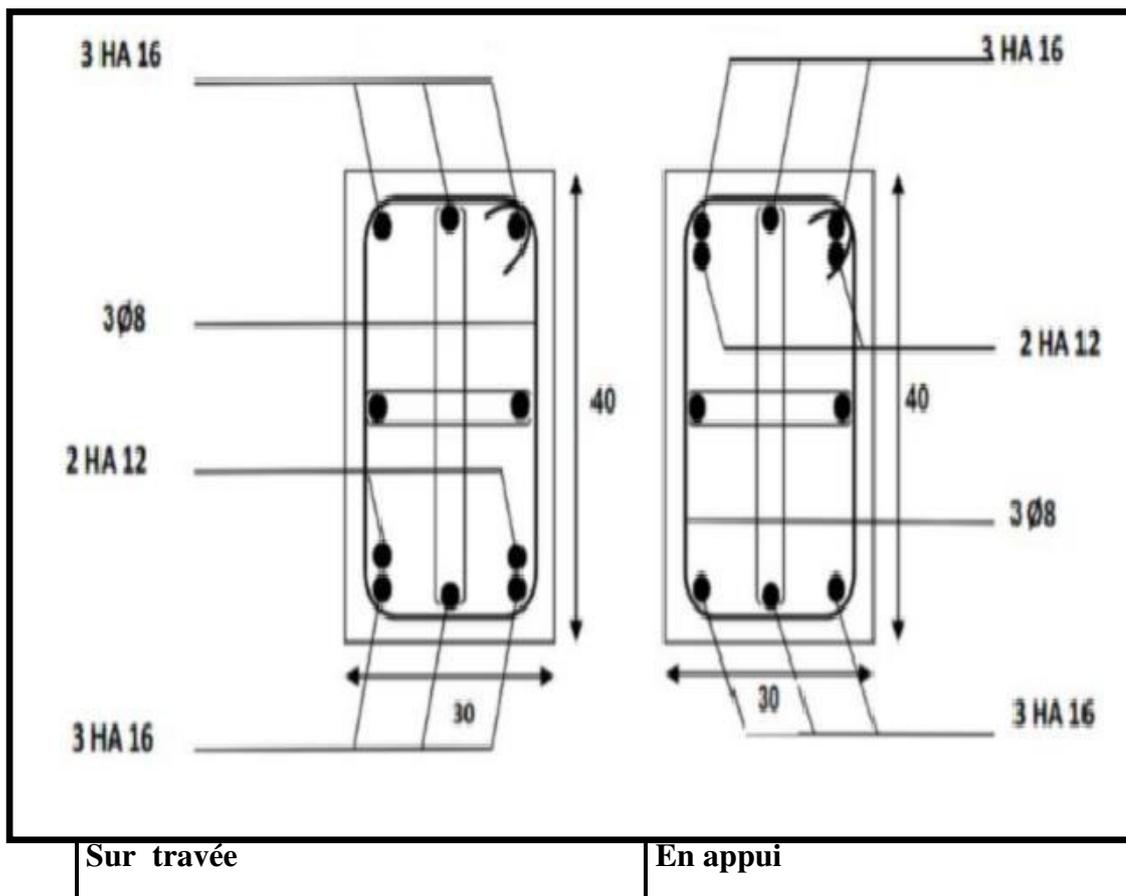
Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{10600}{2 \times 875 \times 348} = 0,017 cm^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 cm$



III.2 Etudes des plancher

III.2.1. Introduction

Les planchers sont des plates-formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux aux étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, de charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de très grande rigidité.

Fonctions nécessaires de plancher :

- Résistance mécanique
- Rigidité aux déformations
- Isolation acoustique aux d'impact.
- Etanchéité
- Isolation thermique
- Résistance à l'incendie accidentel
- Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- Economique de matières et de fabrication

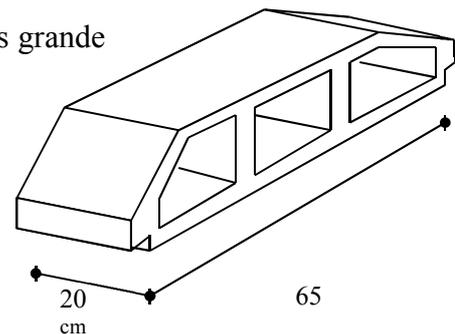
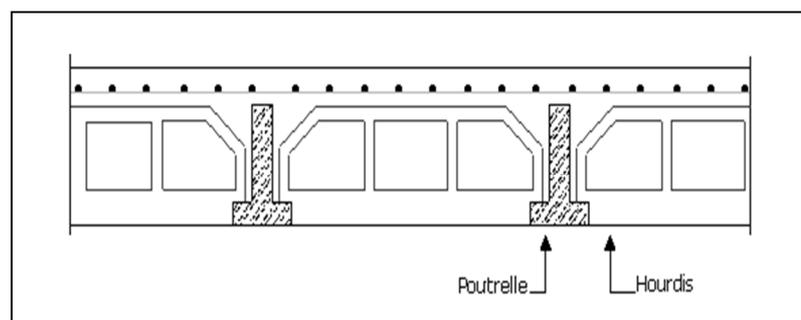


Fig III 5- Corps Creux

III .2.2.Conception des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (20x24x65) cm^3 , avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



III .2.3.Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaire .

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher corps creux : Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.2.4.Calcul des poutrelles :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

III 2.5. Calcul des moments :

- **Les moments en appui :**

- $0,2M_0$ pour appui de rive
- $0,6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0,5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0,4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

- **Les moments en travées :**

$$M_T \geq \max(1,05; (1 + 0,3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_T \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée de rive}$$

$$M_T \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

III .2.6. Les méthodes approchées

1. méthodes forfaitaire :**Condition d'application**

- ❖
$$\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$$
- ❖ Inertie constante (I) :
- ❖
$$0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$$
- fissuration peu nuisible

2. Méthode de Caquot :**Condition d'application :**

$$Q > 2G \text{ et } Q > 500 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.

Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 24 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ;$$

Les combinaisons d'action :

Evaluation des charges :

A-Plancher terrasse ; D'après le (DTR BC 2.2)

$$g = G \cdot 0.65 = 6.48 \times 0.65 = 4.21 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1000 \times 0.65 = 0.65 \text{ K N/ml.}$$

B-Plancher étage (habitation): D'après le (DTR BC 2.2)

$$g = G \cdot 0.65 = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{etage courant}} = 1.5 \text{ K N/m}^2$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

1) .La combinaison d'action :

$$\text{❖ E.L.U : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\text{❖ E.L.S : } P_{ser} = g + q$$

Niveau	g (KN/ml.)	q (KN/ml.)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	3.61	0.975	6.34	4.59

Etages terrasse	4.21	0.65	6.66	4.86
------------------------	------	------	-------------	-------------

III.**2.7.Calcul des planchers a corps creux :**

Nous avons deux type des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse

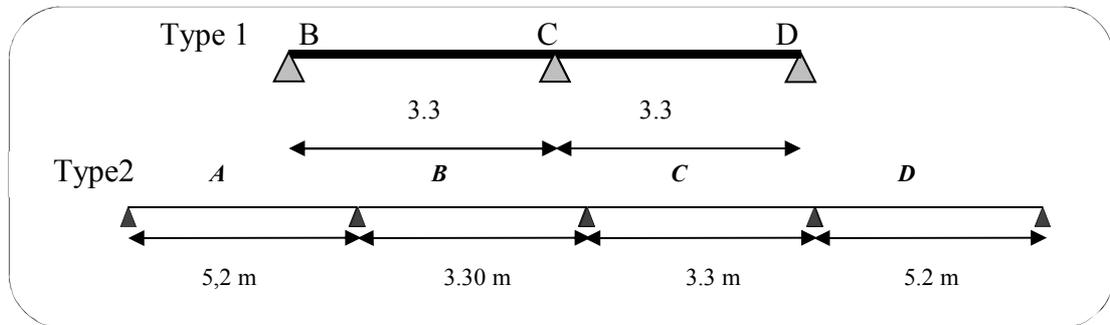


Fig.III.06. Types des nervures

Choix de la méthode de calcul de poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis.

Application de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_0, M_e) et des moments en travée (M_t).

Vérification des conditions :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

• **Plancher terrasse :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(12.96, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{CV}$$

• **Plancher étage courant :**

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(11.12, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{CV}$$

2. La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées) :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{Cste} \text{ (C.vérifier).}$$

3. Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Type 1 } 0.8 \leq 3.3/3.3 = 1 \leq 1.25 \text{ (C.vérifier).} \\ \text{Type 2 } 0.8 \leq 5.2/3.3 = 1.57 \leq 1.25 \text{ (C. Non vérifié).} \end{array} \right.$$

4. La fissuration est considérée comme peu nuisible (C.vérifier).

Donc :

- Conditions sont vérifiées les poutrelles, **type1**, alors on applique la méthode forfaitaire.

- Conditions non vérifier les poutrelles **type2**, alors on applique la méthode Caquot.

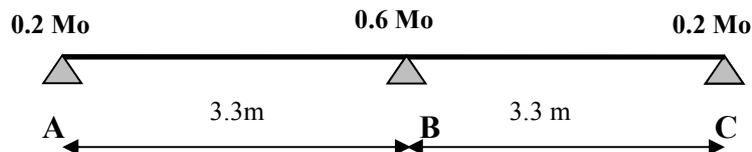
Remarque : la méthode de calcul que nous choisissons est :

- *la méthode forfaitaire pour le type1
- *la méthode Caquot pour le type 2 exposée ci-dessous

III.2.8.Détermination des sollicitations

a) Plancher terrasse :

Type 1 ·



Calcul a l'E.L.U;

Calcul es moments : Pour l'étude des poutrelles type 1, on exposera 01 exemples de calcul de 1^{ere} cas

-Moment isostatique : $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$$L=3,30\text{m}; M_{0(a-b)} = 6.66 \times (3.30)^2 / 8 = 9.06 \text{ KN.m}$$

$$L=3,30\text{m}; M_{0(b-c)} = 6.66 \times (3.30)^2 / 8 = 9.06 \text{ KN.m}$$

-moment sur appui :

$$M_{a1} = 0.2M_{0(a-b)} = 0.2 \times 9.06 = 1,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,6M_{0(a-b)} = 0.6 \times 9.06 = 5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = 0.2M_{0(b-c)} = 0.2 \times 9.06 = 1,81 \text{ KN.m}$$

-moment en travée :

Calcul α rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad (\text{le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges}$$

permanentes en valeur non pondérée).

$$\Rightarrow \begin{cases} \alpha_{P.T} = \frac{q}{(g+q)} = \frac{1000}{(1000+6480)} = 0.133 \\ \alpha_{P.E.C} = \frac{q}{(g+q)} = \frac{1500}{(1500+5560)} = 0.212 \end{cases}$$

$$(1+0.3\alpha) = (1+0.3 \times 0.149) = 1.04$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.149)/2 = 0.522$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.149)/2 = 0.622$$

Travée (A-B) : travée de rive

$$M_{t(A-B)}: \max \begin{cases} 1.04 (9.06) - (5.43+1.81)/2 = 5.80 \text{ KN.m} \\ 0.62 \times 9.06 = 5.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(A-B)} = 5.80 \text{ KN.m}$

Travée (B-C) : travée de rive

$$M_{t(B-C)}: \max \begin{cases} 1.04 (9.06) - (1.81+5.43)/2 = 5.80 \text{ KN.m} \\ 0.62 \times 9.06 = 5,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$M_{t(B-C)} = 5.80 \text{ KN.m}$

-Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{P.L}{2} - \frac{M_w + M_e}{L} \qquad T_e = \frac{-P.L}{2} + \frac{M_w + M_e}{L}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} T_w = \frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(1.80) - (5.43)}{3.3} \Rightarrow T_w = 9.88 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(1.80) - (5.43)}{3.3} \Rightarrow T_e = -12.09 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_w = \frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(5.43) - (1.8)}{3.3} \Rightarrow T_w = 9.88 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(5.43) - (1.8)}{3.3} \Rightarrow T_e = -12.09 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau récapitulatif pour Les moments en travées ;

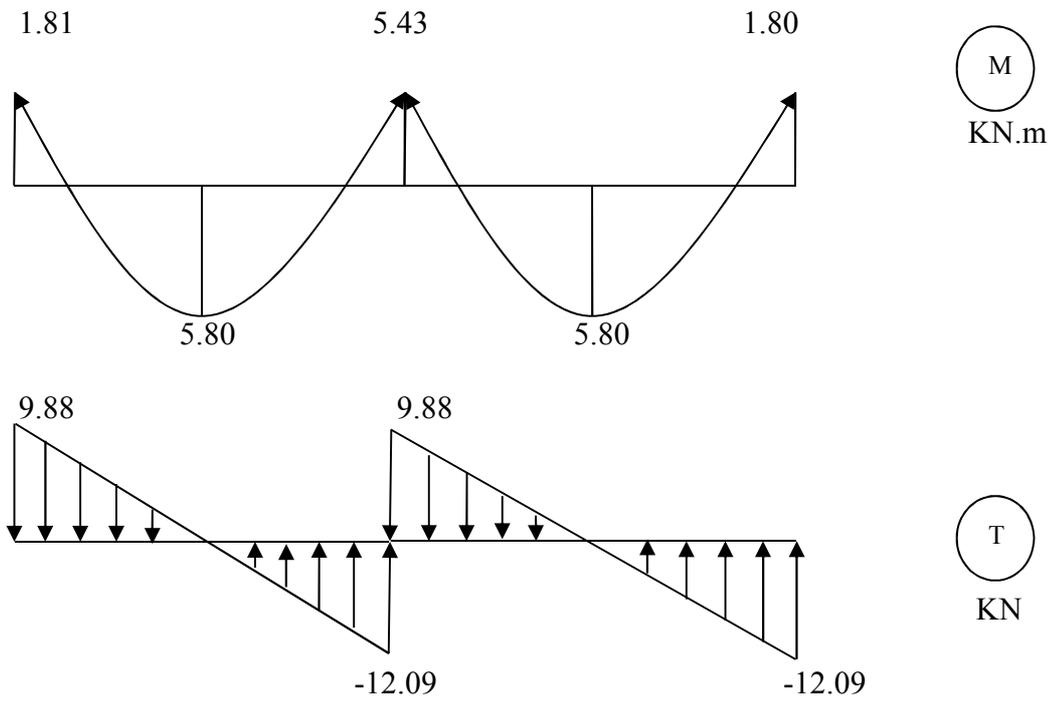
❖ **E.L.U :**

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
travée AB	3.3	6.66	9.06	1.81	5.43	5.80	9.88	-12.09
travée BC	3.3	6.66	9.06	5.43	1.80	5.80	9.88	-12.09

• **E.L.S :**

Travée	L (m)	P_{ser} (N/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
travée AB	3.3	4.86	6.61	1.32	3.96	4.23
travée BC	3.3	4,86	6.61	3.96	1.32	4.23

❖ ELU :



❖ ELS :

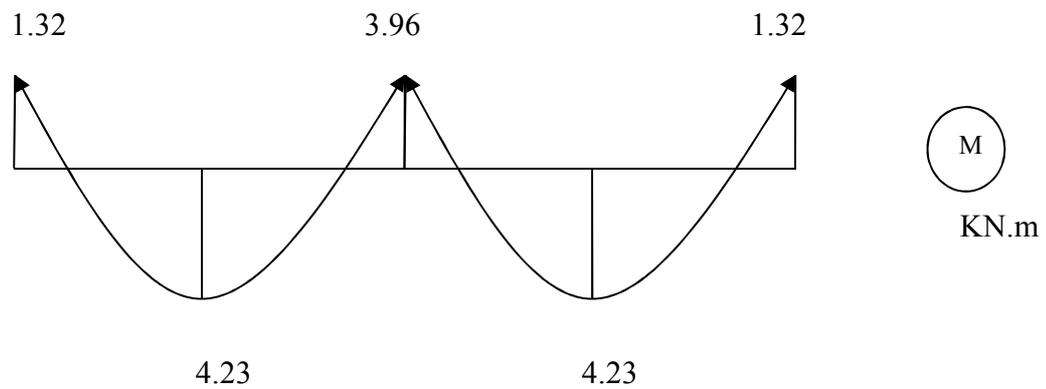


Fig. III.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants

b-Planchers étagé courant :

Type 1 :

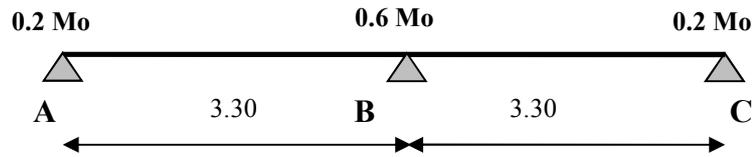


Tableau récapitulatif pour Les moments en travées ;

❖ E.L.U :

Travée	L (m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
travée AB	3.3	6.34	8.63	1.72	5.17	5.72	8.37	-8.37
travée BC	3.3	6.34	8.63	5.17	1.72	5.72	8.37	-8.37

E.L.S :

Travée	L (m)	P_{ser} (N/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
travée AB	3.3	4.59	6.24	1.25	3.74	4.13
travée BC	3.3	4.59	6.24	3.74	1.25	4.13

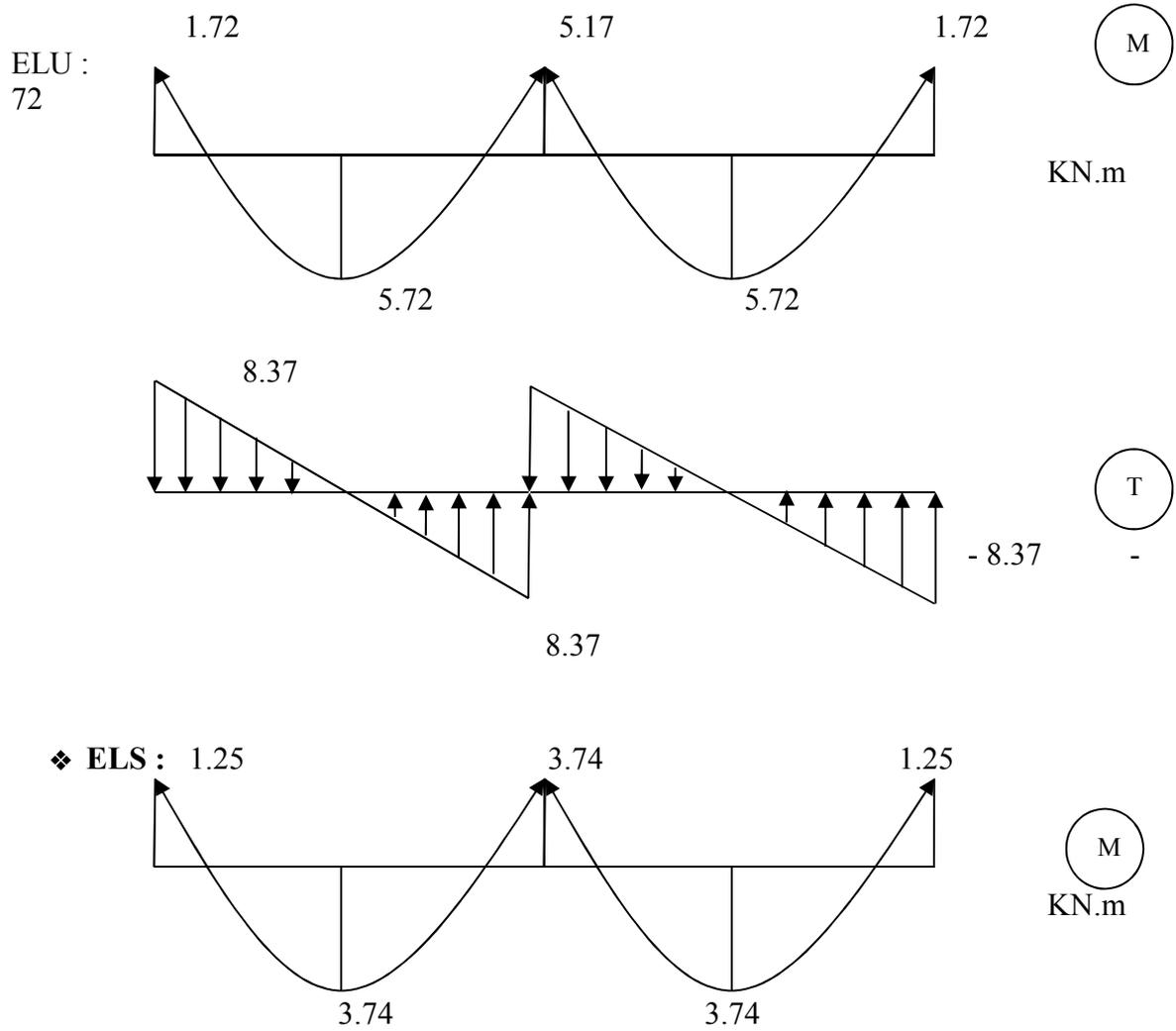
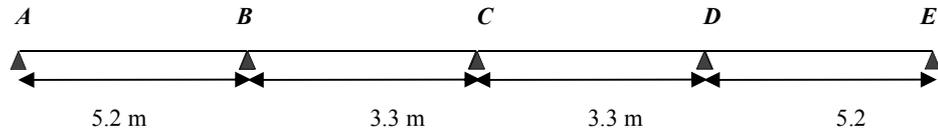


Fig. III.8. Diagramme des moments et des efforts tranchants

1) III .2.9.Détermination des sollicitations ;

Type 2 :



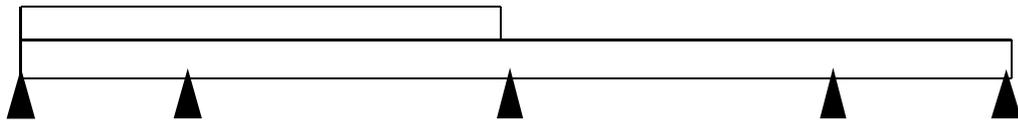
III .2.10.Principe de la méthode de Caquot :

-Charger deux travées pour déterminer le moment sur l'appui entre eux.

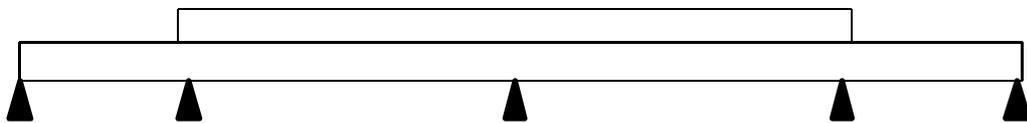
- Charger une travée pour déterminer son moment.

Pour cela on distingue 7 cas de chargement et comme les travées sont symétriques on aura 4 :

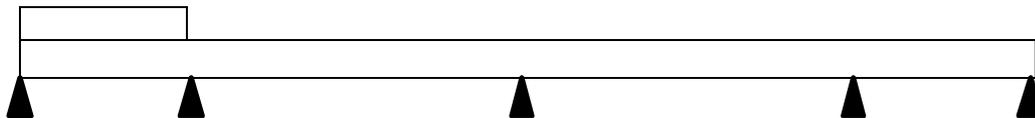
• Cas de chargement 1 :



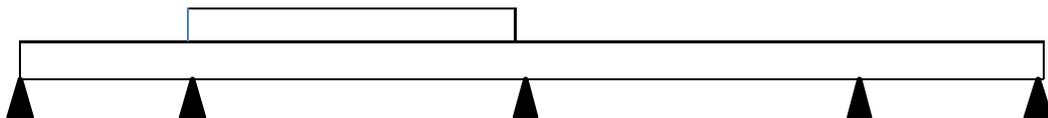
Cas de chargement 2 :



• Cas de chargement 3 :



• Cas de chargement 4 :



Les équations des moments sur appuis en travées et l'effort tranchant ;

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$- l' = \begin{cases} 0,8l, \dots\dots \text{travée intermédiaire.} \\ l \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \end{cases}$$

- **Appuis de rive :**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15 \times M_0$. ; Avec ($M_0 = PL^2/8$)

Moment en travée ;

$$M_t = M_t = \frac{P(X_{tm})^2}{2} + M_a w$$

$$\text{Telq; } X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$$

$$X_1 = X_{tm} - \frac{\sqrt{2Mt}}{P}, \quad X_2 = X_{tm} + \frac{\sqrt{2Mt}}{P}$$

Valeur des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

T_d = l'effort tranchant à droite de la travée

T_g = l'effort tranchant à gauche de la travée

	Travée chargée	Travée déchargée
ELU	1.35 g + 1.5 q	1.35 g
ELS	g+q	g

Tableau III.1. Combinaisons de calcul (travées chargées et déchargées).

III .2.11.Calcul des moments et des efforts tranchants :

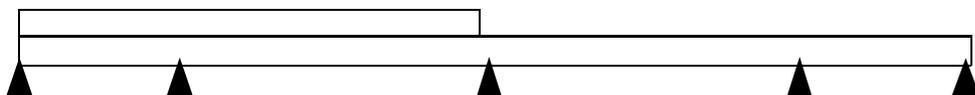
III .2.11.1.AP'ELU

1 .Plancher terrasse :

Type 2 :

Pour l'étude des poutrelles type 2, on exposera 01 exemples de calcul de 1^{ère} cas ;

• **Cas de chargement 1 :**



- **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = \frac{6.66 \times 5.2^2}{8} = 22.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_0^{DE} = \frac{q'_U \times L_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = \frac{5.68 \times 5.2^2}{8} = 19.2 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis**

Appuis de rive :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

- $M_A = -0.15 \times M_0^{AB} \Rightarrow M_A = -3.377 \text{ KN.m}$

- $M_E = -0.15 \times M_0^{DE} = M_E = -2.88 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires

$$M_i = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_g, q_d : \text{étant le chargement à gauche de l'appui.} \\ L'_g, L'_d : \text{Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.} \end{array} \right.$$

*Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 5.2 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.3 = 2.64 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 2.64 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{6.66 \times (5.2^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (5.2 + 2.64)} \Rightarrow M_B = -15.891 \text{ KN}$$

$$M_C = -\frac{(6.66 \times 2.64^3) + (5.68 \times 2.64^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.64)} \Rightarrow M_C = -5.022 \text{ KN}$$

$$M_D = -\frac{(5.68 \times 2.64^3) + (5.68 \times 5.2^3)}{8.5 \times (2.64 + 5.2)} \Rightarrow M_D = -13.33 \text{ KN.m}$$

- **Les moments fléchissant en travées**

$$M_{tm} = \frac{q_u \times x t m^2}{2} + M_w$$

$$x_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$$

Travée AB

$$X_{tm} = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{qu \times L_{AB}} = \frac{5.2}{2} - \frac{(-3.377 - (-15.189))}{6.66 \times 5.2} = 2.239m$$

$$M(T) = \frac{6.66 \times (2.239)^2}{2} + (-3.377) \Rightarrow M_{TAB} = 13.312KNm$$

Travée BC

$$X_{tm} = \frac{L_B}{2} - \frac{M_B - M_C}{qu \times L_{BC}} = \frac{3.3}{2} - \frac{(-15.891 - (-5.063))}{6.66 \times 3.3} = 2.143m$$

$$M(T) = \frac{6.66 \times (2.143)^2}{2} + (-15.891) \Rightarrow M_T = -0.6KNm$$

Travée CD

$$X_{tm} = \frac{L_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{qu \times L_{CD}} = \frac{3.3}{2} - \frac{(-5.063 - (-13.577))}{5.68 \times 3.3} = 1.197m$$

$$M(T) = \frac{5.68 \times (1.197)^2}{2} + (-5.063) \Rightarrow M_{TCD} = -0.99KNm$$

Travée DE

$$X_{tm} = \frac{L_{DE}}{2} - \frac{M_D - M_E}{qu \times L_{DE}} = \frac{5.2}{2} - \frac{(-13.577 - (-2.88))}{5.68 \times 5.2} = 2.961m$$

$$M(T) = \frac{5.68 \times (2.961)^2}{2} + (-13.577) \Rightarrow M_{TDE} = 11.353KNm$$

Calcul de l'effort tranchant :

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad V^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6.66 \times 5.2}{2} + \frac{(-15.891) - (-3.377)}{5.2} \Rightarrow V_A = 14.90KN \\ V_B = -\frac{6.66 \times 5.2}{2} + \frac{(-15.891) - (-3.377)}{5.2} \Rightarrow V_B = -19.7KN \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(-5.063) - (-15.891)}{3.3} \Rightarrow V_B = 14.281KN \\ V_C = -\frac{6.66 \times 3.3}{2} + \frac{(-5.063) - (-15.891)}{3.3} \Rightarrow V_C = -7.70KN \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} V_C = \frac{5.68 \times 3.3}{2} + \frac{(-13.57) - (-5.063)}{3.3} \Rightarrow V_C = 6.94 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{5.68 \times 3.3}{2} + \frac{(-13.57) - (-5.063)}{3.3} \Rightarrow V_D = -11.79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} V_D = \frac{5.68 \times 5.2}{2} + \frac{(-2.88) - (-13.57)}{5.2} \Rightarrow V_D = 16.77 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{5.68 \times 5.2}{2} + \frac{(-2.88) - (-13.57)}{5.2} \Rightarrow V_E = -12.20 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS des différents cas de types 2 poutrelles sont résumés dans les tableaux qui suivent :

A- Les moments sur appuis :

Appuis	Les cas de chargements			
	1	2	3	4
A	-3.377	-2,88	-3.377	-2.88
B	-15.891	-13.845	-15.621	-13.845
C	-5.063	-5.461	-4.657	-5.063
D	-13.57	-13.845	-13.553	-13.57
E	-2,88	-2.88	-2.88	-2.88

B- Les moments en travées :

Travées		Les cas de chargements			
		1	2	3	4
AB	X _{tm}	2.239	2.23	2.246	2.23
	M _t	13.312	11,237	13.428	11.237
BC	X _{tm}	2.143	2.03	2.235	2.049
	M _t	-0.6	-0.102	-1.435	0.154
CD	X _{tm}	1.197	1.27	1.175	1.197
	M _t	-0.991	-0.102	-0.733	-0.991
DE	X _{tm}	2.961	2.97	2.961	2.961
	M _t	11.353	11.237	11.353	11.353

C-Les efforts tranchants :

		Les cas de chargements			
Travées	V	1	2	3	4
AB					
	V_g	14.72	12.68	14.96	12.68
	V_d	-19.7	-16.90	-19.67	-16.9
BC					
	V_g	14.28	13.25	12.69	13.60
	V_d	-7.70	8.44	-6,04	-8.32
CD					
	V_g	6.94	8.44	6.67	6.81
	V_d	-11.79	13.52	12.06	11.96
DE					
	V_g	16.77	16.90	16,8	16.6
	V_d	-12.20	-12.7	-12.2	-12.78

2/ Plancher à usage d'habitation (étage) :

Calcul des moments et des efforts tranchants :

a) A l'ELU :

A- Les moments sur appuis :

		Les cas de chargements			
Appuis		1	2	3	4
A		-3.214	-2.469	-3.214	-2.469
B		-15.128	-12.026	-14.722	-12.026
C		-4.60	-5.199	-3.993	-4.596
D		-11,62	-12.026	-11,62	-11.62
E		-2,469	-2.469	-2,469	-2.469

B-Les moments en travées :

		Les cas de chargements			
Travées		1	2	3	4
AB	X _{tm}	2,239	2.223	2.251	2.223
	M _t	12,672	9.56	12.847	9.56
BC	X _{tm}	2.153	1.976	2.318	2.005
	M _t	-0.428	0.355	-1.643	0.719
CD	X _{tm}	1.213	1.324	1.175	1.213
	M _t	-1.014	0.355	-0.629	-1.014
DE	X _{tm}	2.961	2.977	2.961	2.961
	M _t	9.734	9.56	9.734	9.734

C-Les efforts tranchants :

Travées		1	2	3	4
AB					
	V _g	-14.193	10.7	14.2	10.82
	V _d	-18.77	-14,51	-18.6	-14,4
BC					
	V _g	13.65	12.52	11.3	
	V _d	-7.26	-8.33	-4.8	-8.1
CD					
	V _g	-5.92	-8.33	5.73	-8.2
	V _d	-10.18	-12.52	-10.36	
DE					
	V _g	14.44	14.42	14.44	14.45
	V _d	-10.92	-10.7	10.92	-10.92

III .2.11.2.A L'E.L.S**1. Plancher à ETAGE**

A- Les moments sur appuis :

Appuis	Les cas de chargements			
	1	2	3	4
A	-2.327	-1.83	-2.327	-1.83
B	-10.952	-8,884	-10.681	-8.884
C	-3.362	-3,764	-2.96	-3.362
D	-8.614	-8.884	-8.614	-8.614
E	-1.83	-1.83	-1.83	-1.83

B- Les moments en travées :

Travées		Les cas de chargements			
		1	2	3	4
AB	Xtm	2.239	2.224	2.25	2.224
	Mt	9,174	7.1	9,291	7.1
BC	Xtm	2.151	1.988	2.298	2.015
	Mt	-0.333	0.186	-1.148	0.43
CD	Xtm	1.209	1.312	1.175	1.209
	Mt	-0.723	0.186	-0.466	-0.723
DE	Xtm	2.961	2.976	2.961	2.961
	Mt	7.216	7.1	7.216	7.216

2.Plancher Terasse**Al'E.L.S :****A.Les moments sur appuis :**

Appuis	Les cas de chargements			
	1	2	3	4
A	-2.464	-0.33	-2.464	-0.33
B	-11.596	-2.713	-10.434	-2.713
C	-2.259	-3.985	-0.533	-2.259
D	-1.551	-2.713	-1.551	-1.551
E	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33

B- Les moments en travées :

		Les cas de chargements			
Travées		1	2	3	4
AB	Xtm	2.239	1.895	2.285	1,895
	Mt	9.714	0.837	10.219	0,837
BC	Xtm	2.232	1.571	6.266	1.678
	Mt	0.512	3.282	2.326	4.132
CD	Xtm	1.98	1.729	1.175	1.98
	Mt	-0.985	3.282	-0.084	-0.985
DE	Xtm	2.961	3.305	2.961	2.961
	Mt	1.299	0.837	1.299	1.299

Les sollicitations maximales pour les types de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

Poutrelles	Effort	ELU	ELS
Plancher étage courant (20+4) cm	M_t^{\max}	12.848 KN.m	9.29 KN.m
	M_a^{\max}	15.128 KN.m	-10.95 KN.m
	V_u^{\max}	18.7	/
Plancher terrasse	M_t^{\max}	13.428 KN.m	10.219 KN.m
	M_a^{\max}	15.891 KN.m	-11.599 KN.m
	V_u^{\max}	19.7	/

Tableau III.2. Les sollicitations les plus défavorables.**2 CALCUL DES ARMATURES :**

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée pour les deux cas (planchers terrasse et l'étage courant). Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

a) Plancher terrasse :

❖ Armature longitudinale :

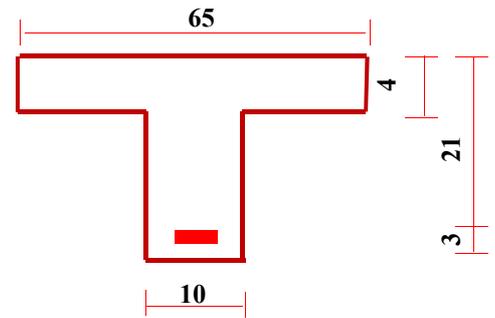
$$b = 65 \text{ cm} \quad , \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad , \quad h = 24 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad d = 21 \text{ cm} \quad , \quad c = 3 \text{ cm}$$

E.L.U :

❖ EN Travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :



$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot \left(21 - \frac{4}{2}\right) = 70148 \text{ N.m}$$

Nous avons : $M_t^{\text{umax}} = 13428 \text{ N.m}$

$$M_t^{\text{max}} = 13428 \text{ N.m} < M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{13428}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.032 \Rightarrow \mu = 0.032 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.033 \Rightarrow \alpha = 0.04 \Rightarrow \beta = 0.98 \quad A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A^u = \frac{13428}{348 \times 0.98 \times 21} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 1.87 \text{ cm}^2$

❖ En appui:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$(M_a^{\text{u max}}$ N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
15891	0.039	0.392	0.049	0.98	2,21

E.L.S :

❖ **D'après le B.A.E.L 91**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
En travée	0.04	13428	10219	1.3	25	0.4	Vérifiée
Sur Appui	0.049	15891	11599	1.3	25	0.4	Vérifiée

Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.65 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.25 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : (RPA99 version 2003)

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.55 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.24 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{RPA})$:

❖ Tableau de récapitulation :

Désignation	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{pm} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Travée	2.21	1.65	1.55	2T12 = 2.26
Appui	1.87	0.25	0.24	2T12 = 2.26

b) Plancher étage courant :

❖ Armature longitudinale :

E.L.U :

En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot \left(21 - \frac{4}{2}\right) = 70148 \text{ N.m}$$

$$M_t^u \max = 12847 \text{ N.m} < M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{12847}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.031 \Rightarrow \mu = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.031 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.984 \\ \alpha = 0.039 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A^u = \frac{12847}{348 \times 0.984 \times 21} = 1.7 \text{ cm}^2.$$

En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$M_a^{u \max}$ (N.m)	μ	μ_1	α	β	A (cm ²)
15128	0.037	0.392	0.047	0.981	2.11

E.L.S :

D'après le B.A.E.L 91

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	α_1	Condition
En travée	0.039	12847	9290	1.38	25	0.44	Vérifiée
Sur Appui	0.047	15128	10950	1.38	25	0.44	Vérifiée

Condition de non fragilités : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.65 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.25 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

Sur travée :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 65 \times 24 = 1.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.55 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm}).$$

❖ **Tableau de récapitulation :**

Désignation	$A_{calculé}$	A_{min} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
-------------	---------------	------------------------------	-----------------------------	------------------------------

	(cm ²)			
Travée	1.7	1.65	1.55	2T12 = 2.26
Appui	2.11	0.25	0.24	2T12 = 2.26

3 Vérification et calcul élémentaire :

a) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 A.5.1)

$$b) \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{19700}{100 \times 210} = 0.93 \text{ MPa}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant (max) vis-à-vis de l'E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

➤ Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu préjudiciable (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{1,15}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

✓ **Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

c) Diamètres minimaux ϕ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t < \min \begin{cases} \phi_l = \mathbf{10 \text{ mm}} \\ \frac{ht}{35} = \frac{240}{35} = 5.81 \approx \mathbf{6 \text{ mm}} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{100}{10} = \mathbf{10 \text{ mm}} \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

d) L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\checkmark S_{t1} \leq \min (0.9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \cdot 21; 40 \text{ cm}) = (18.90; 40 \text{ cm}) \\ \Rightarrow S_{t1} = 18.90 \text{ cm}$$

$$\checkmark S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times b_0)} \quad \Rightarrow \quad S_{t2} \leq \frac{(0.56 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 32.90 \text{ cm} \\ \Rightarrow S_{t2} = 32.90 \text{ cm}$$

$$\checkmark S_{t3} \leq \frac{(0.8 \cdot A_t \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 0.56 \times 235)}{10(0.559 - 0.3 \times 2.1)} = 105.28 \text{ cm}$$

$$\checkmark S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t = \min. (18.90; 32.90; 105.28)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

e) L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91 A.5.1, 31)

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur bo avant l'appui (côté travée), on doit vérifier la condition **BAEL91 (A.5.1, 313)**:

$$\frac{2Vu}{bo \cdot a} \leq 0.8 \frac{fcj}{\gamma b}$$

$$\text{On a : } Vu \leq 0.267 \times bo \times a \times fc28$$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à 0,9 d

$$a = 0.9 \times 21 = 18.90 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } Vu \leq 0.267 \times 1000 \times 18.9 \times 25 = 126157 \text{ N}$$

La valeur maximale de $V_u = 19700 \text{ N}$

$$Vu = 19700 \text{ N} \leq 126157 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{C. vérifier})$$

Lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré ; La section visée ici est au moins égale à **BAEL91 (A.5.1, 312)** :

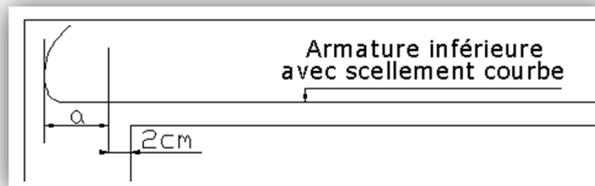
$$A \geq \gamma_s \times \frac{Vu}{f_e}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{19700}{400} = 49.25 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 49.25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{C. vérifier})$$



f) La dalle mince (table de compression) : (BAEL91 B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

✓ **20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,**

✓ **33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.**

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{On adapte : } 3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2.$$

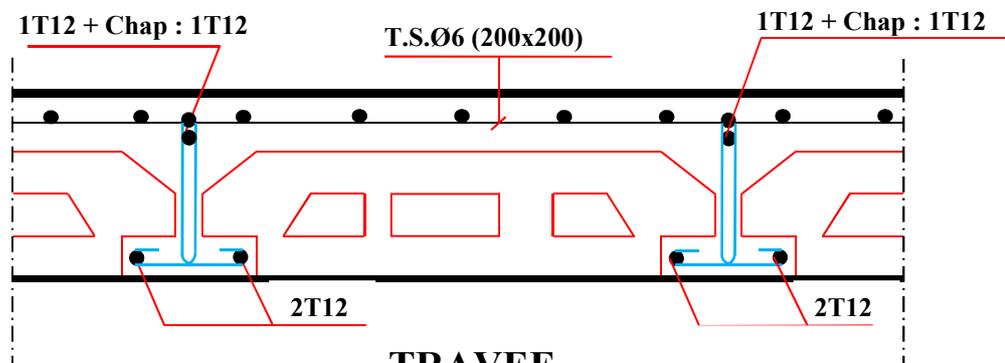
Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé Ø 6 (20/20)

g) Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \Rightarrow \frac{24}{520} = 0.046 \geq \frac{13128}{10(70148)} = 0.018 \quad (C.V) \\ 2) : \frac{A}{bo \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 21} = 0.0016 \leq 0.009 \quad (C.V) \\ 3) : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{24}{520} = 0.046 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

APPUIS



TRAVÉE

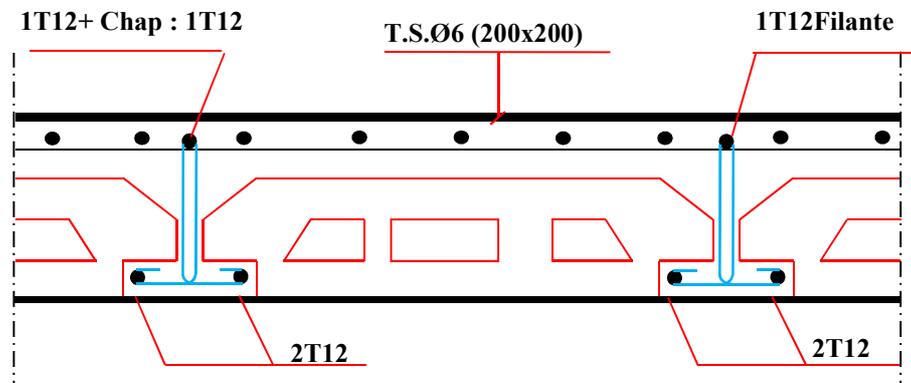


Fig.III.9.SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES

III.3.BALCON

III.3.1.Introduction :

Dans les bâtiments usage d'habitation, le balcon Le balcon est un élément décoratifs, les balcons sont ancrés dans les poutres et sont sollicitées en flexion simple.

Le type de balcon à étudier est représenté par la figure ci-dessous :

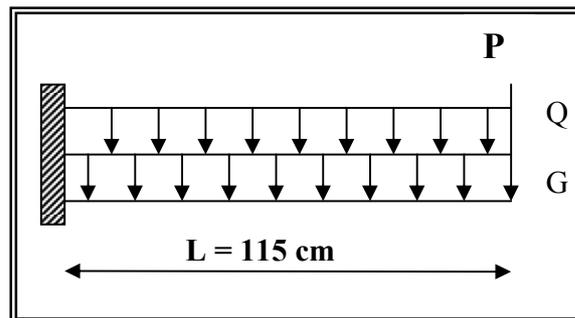


Figure III.10 : schéma statique du balcon.

III.3.2.Caractéristique du balcon :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{115}{490} = 0.23 < 0,4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

$$*l_x = 115\text{cm}; \quad l_y = 490\text{cm}.$$

*Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration est peu nuisible dans l'E.L.S.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastéré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,15\text{m}$$

$$7.66 \leq e \leq 4.3$$

On prend une épaisseur de : 15 cm.

-D'après le DTR BC.2.2 ; on a :

❖ **Charge permanente:**

$$\text{➤ } g_1 = 5.6\text{KN/m}^2$$

❖ **Surcharge d'exploitation:**

$$\text{➤ } Q = 3.5\text{KN/m}^2.$$

❖ **Murs extérieurs :**

❖ D'après le DTR .B.C. 2.2 page 36.

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0,15 = 2.91$

On prend une bande de 1 m.

$$\Rightarrow P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot l$$

$$\Rightarrow P = 2200 \cdot 2.91 = 7.150\text{KN}.$$

III.3.3.Calcul des sollicitations :

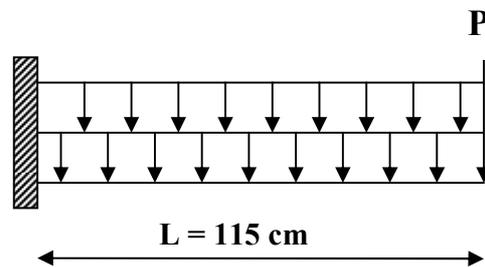


Figure III.10. :schéma statique du balcon.

$$M_g = g \times \frac{l^2}{2} \quad , \quad T_g = g \times l$$

$$M_q = q \times \frac{l^2}{2} \quad , \quad T_q = q \times l$$

$$M_p = p \times l \quad ,$$

M_g (KN.m)	M_q (KN.m)	M_p (KN.m)	T_g (KN)	T_q (KN)
3.7	2.31	8.65	6.44	4.025

➤ **E.L.U :**

$$M_u = 1.35 \times (M_g + M_p) + 1.5 \times M_q$$

$$T_u = 1.35 \times (T_g + T_p) + 1.5 \times T_q$$

➤ **E.L.S :**

$$➤ M_{ser} = M_g + M_q + M_p$$

Combinaisons	Sollicitations	
	E.L.U	$M_u (KN.m)$
$T_u (KN)$		24.30
E.L.S	$M_{ser} (KN.m)$	14.66

III.3.3.1 Calcul du ferrailage :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

III.3.3.2. Armatures longitudinales :**a.E.L.U :**

$$M_u = 20.13 \text{ K } N . m$$

$$T_u = 24.30 \text{ N}$$

On prend une bande de 1 m pour le ferrailage de la dalle.

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{15}{10} = 1.5$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm} . \Rightarrow c \geq 1 + \frac{1.5}{2} = 1.75 \text{ cm}$$

On adopte $C = 2 \text{ cm}$

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20.13}{14.2 \times 100 \times 13^2} \Rightarrow \mu = 0.081 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée :

$$U = 0.081$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.104$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = d (1 - 0.4 \times 0.104) \text{ donc } Z = 0.12$$

$$A_S = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = 4.82 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

III.3.3.3. Vérification :

- **Vérification à l'E.L.U :**

-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 24300 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{24300}{1000 \times 130} = 0,186 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,1857 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'E.L.S :**

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

$$\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + (f_{c28}/100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20130}{14660} = 1,37$$

$$\alpha = 0,100 \leq (1,37 - 1) / 2 + (25/100) = 0,436 \quad \rightarrow \text{(condition vérifier)}$$

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

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

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

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (4.82 ; 1.57 ; 1.5) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.82 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 5.56/4 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures :

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_L = 20 \text{ cm}$$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_r = 25 \text{ cm}.$$

III.3. 4.Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} \geq 0.0625 \dots \dots \dots CV$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \rightarrow 0.15 \geq 0.085 \dots \dots \dots CV$
- $\frac{A}{b^0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.56}{100 * 13} = 0.0045 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

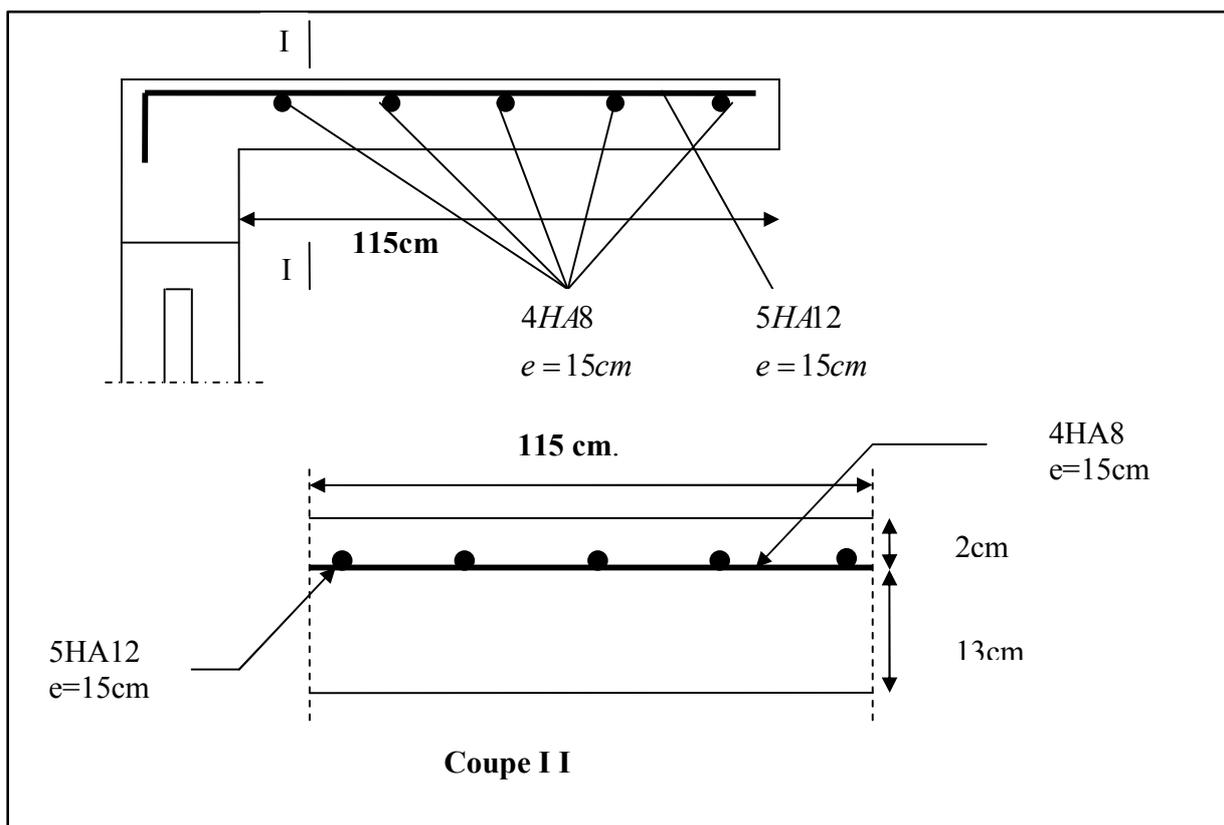


Figure III.11 : Ferrailage du balcon

III.4. L'ESCALIER**III.4.1.Introduction:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2.Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse..

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

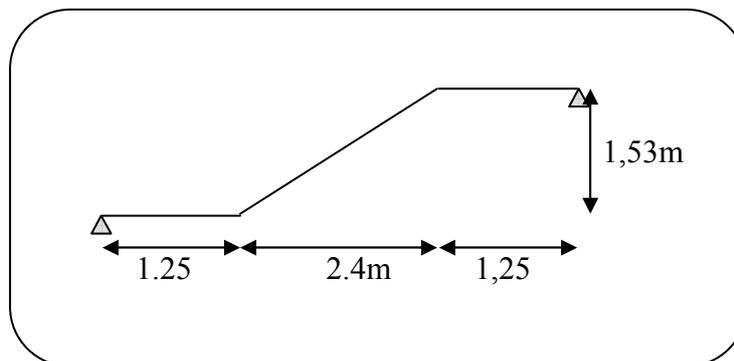
1) Escalier :

Fig.III.12. Schéma de volée de l'escalier.

3.3. Evaluation des charges:

☒ **Paillasse :**

$$g = 7.2 \times 1ml = 7.2 \frac{KN}{ml} \quad q = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$

☒ **Palier :**

$$g = 4.75 \times 1ml = 4,75 \frac{KN}{ml} \quad q = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m

Combinaison des charges :

$$E.L.U : Pu = 1,35g + 1,5q$$

$$ELS : Pser = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
P_U	13.47	10.16
P_{ser}	9.7	7.25

TabIII.4.1.1. Combinaison des charges

Détermination des sollicitations :

- ✓ Pour la méthode des charges équivalentes :
 - ✓ La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$
 - ✓ Moment isostatique : $M_0 = q_{eq} \times \frac{l^2}{8}$
 - ✓ L'effort tranchant : $T_U = q_{eq} \times \frac{l}{2}$
- **ELU :** $q_e = \frac{2q_1l_1 + q_2l_2}{2l_1 + l_2} = \frac{2 \times (10.16 \times 1.25) + 13.47 \times (2.4)}{(2 \times 1.25) + 2.4} = 11.78 \text{ KN/ml}$
 - **ELS :** $q_e = \frac{q_1l_1 + q_2l_2 + q_1l_1}{l_1 + l_2 + l} = \frac{(2 \times 7.25 \times 1.25) + 9.7(2.4)}{2.4 + 1.25 + 1.25} = 8.45 \text{ KN/ml}$

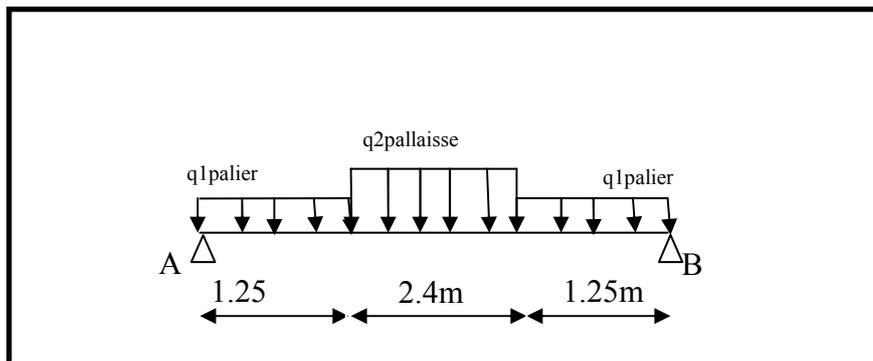


Fig. III.13. Schéma statique avec chargement

Moments et Effort Tranchants :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0$$

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	11.78	35.35	10.6	30.1	28.86
ELS	8.45	25.36	7.6	21.55	20,70

Tab.4.1.2: Moments et Effort Tranchants.

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$

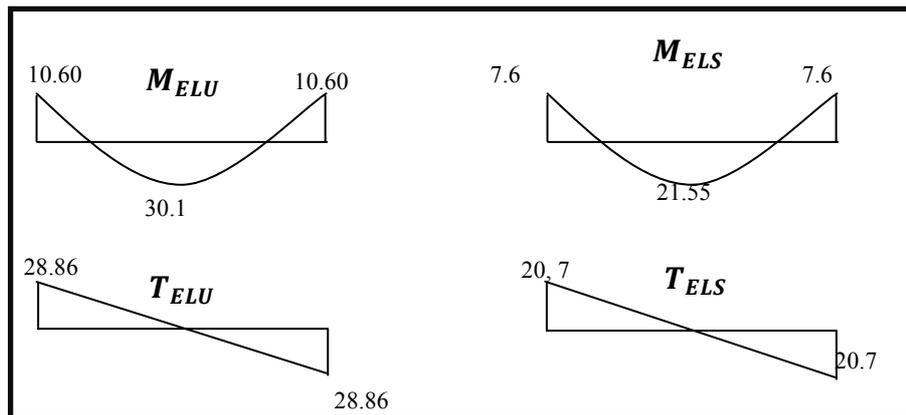


Fig. III.14: Diagramme de moment et l'effort tranchant

3.4. Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : $C \geq 1 + 1 = 2$ on choisit $C = 3cm$

$$\emptyset \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow \emptyset = 10mm$$

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

$$b = 100cm$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 13 \text{ cm}$$

4.1 Armatures Longitudinales:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28 (Mpa)	ft28 (mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (mpa)	σ_s (mpa)	fe (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.13	14.20	348	400

Tab.4.1.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Elément	Mu (N.m)	μ	μ_l	α	β	A _{calc} (cm ²)
Travée	30100	0.125	0,392	0.167	0,931	7,15
Appuis	10600	0,044	0,392	0,053	0,97	2.3

Tab.4.1.4 : calcul de la section des armatures.

➤ E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.167	30100	21550	1,39	25	0.45	Vérifiée
Sur appuis	0,053	10600	7600	1,39	25	0,45	Vérifiée

Tab. 4.1.5 : vérification de la contrainte

✓ Vérification :

➤ Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2 \cdot 1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times 100 \times 14 = 1.40 \text{ cm}^2$$

	A _u (cm ²)	A _{min} ¹ (cm ²)	A _{min} ² (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	7.15	1.33	1.40	7.15	5HA14 = 7.70
Appuis	2.3	1.33	1.40	2.3	4HA12 = 4.52

Tab 4.1.6 : Armatures de longitudinales

4.2. Armatures de répartitions : A_t = A_L / 4

Elément	A _l (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	7.70	1.925	4HA8 = 2.01
Appuis	4.52	1.13	4HA8 = 2.01

Tab 4.1.7 : Armatures de répartitions

4.3. L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.42)

☒ Armatures longitudinales :

$$S_l \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$- \text{ Travée: } S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$- \text{ Appuis: } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversals:

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$- \text{ Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$- \text{ Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant:

• La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1).

$T_U = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par

la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min\left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$ (BAEL (A.5.1,211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28860}{1000 \times 130} = 0.222 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0, 15 f_{c28/\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.222 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

4.3. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{490} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.032 \leq 0.085 \dots \dots \text{C non vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.15}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0055 \leq 0.0105 \dots \dots \text{C vérifier}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{490} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.032 \leq 0.062 \quad \text{C non vérifier} \dots \dots \dots \text{Comme les}$$

conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)**a-Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 16 \cdot \frac{16}{2} + 15 \times 7.15 \times 13}{100 \times 16 + 15 \times 7.15} = 8.31 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8.31 = 7.69 \text{ cm}$.

$\delta = y_G - 2 = 6.31 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 38557.37 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{7.15}{100 \times 13} = 0.0055$$

Pour les déformations instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0055} \Rightarrow \lambda_i = 3.82$$

Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.955$$

Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{2(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{2L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g = 5784 \text{ N/ml}$$

$$g = \frac{2(4750 \times 1.25) + (7200 \times 2.4)}{(2 \times 1.25 + 2.4)} = 5950 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(G_{\text{dalleplein}} \times L_{\text{palier}}) + (\text{Poid}_{\text{paillasse}} + \text{poid.marche}) \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{(4000 \times 1.25) + (4140 + 1870) \times 2.40}{4.9} = 4984.5 \text{ N/ml}$$

$$P = g + q = 5950 + 2500 = 8450 \text{ N/ml}$$

$$j = 4984.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{\text{ser}}^g = \frac{0.85gl^2}{8} = 15178.82 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}}^j = \frac{0.85jl^2}{8} = 12715.77 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}}^{q_{\text{ser}}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = 21556.48 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes de traction :

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.55$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.55 \Rightarrow \beta_1 = 0.889$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{\text{ser}}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{15178.82}{0.889 \times 7.15 \times 13} = 183.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{\text{ser}}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{12715.77}{0.889 \times 7.15 \times 13} = 153.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{\text{ser}}} = \frac{M_{\text{ser}}^{q_{\text{ser}}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{21556.48}{0.889 \times 7.15 \times 13} = 260.87 \text{ MPa}$$

-Calcul du coefficient <<μ>>:

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 153.88 + 2.1} = 0.669$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 183.69 + 2.1} = 0.598$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0055 \times 260.87 + 2.1} = 0.469$$

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

Calcul des inerties :

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{38557.37}{1 + 3.82 \times 0.598} = 12913.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{38557.37}{1 + 3.82 \times 0.669} = 11928.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{38557.37}{1 + 0.955 \times 0.598} = 26995.97 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q \text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q \text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{38557.37}{1 + 3.82 \times 0.469} = 15193.23 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{15178.82 \times (490)^2}{10 \times 32164.20 \times 12913.65} = 0.87 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot I^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{12715.77 \times (490)^2}{10 \times 32164.20 \times 11928.6} = 0.79 \text{ cm}$$

$$f_{q \text{ ser}} = \frac{M_{ser}^{q \text{ ser}} \cdot I^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^{q \text{ ser}}} = \frac{21556.48 \times (490)^2}{10 \times 32164.20 \times 15193.23} = 1.059 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{15178.82 \times (490)^2}{10 \times 10818.86 \times 26995.97} = 1.24 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q_{u,ser}} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98$$

$$\Delta f_t = 1.24 - 0.79 + 1.059 - 0.87 = 0.639 \text{ cm} \leq 0.98 \text{ CV}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5 \text{ m}$ on a :

$$f_{adm} = 0.639 \text{ cm} \leq \overline{f_{adm_t}} = 0.98 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

Présentation ferrailage d'escalier

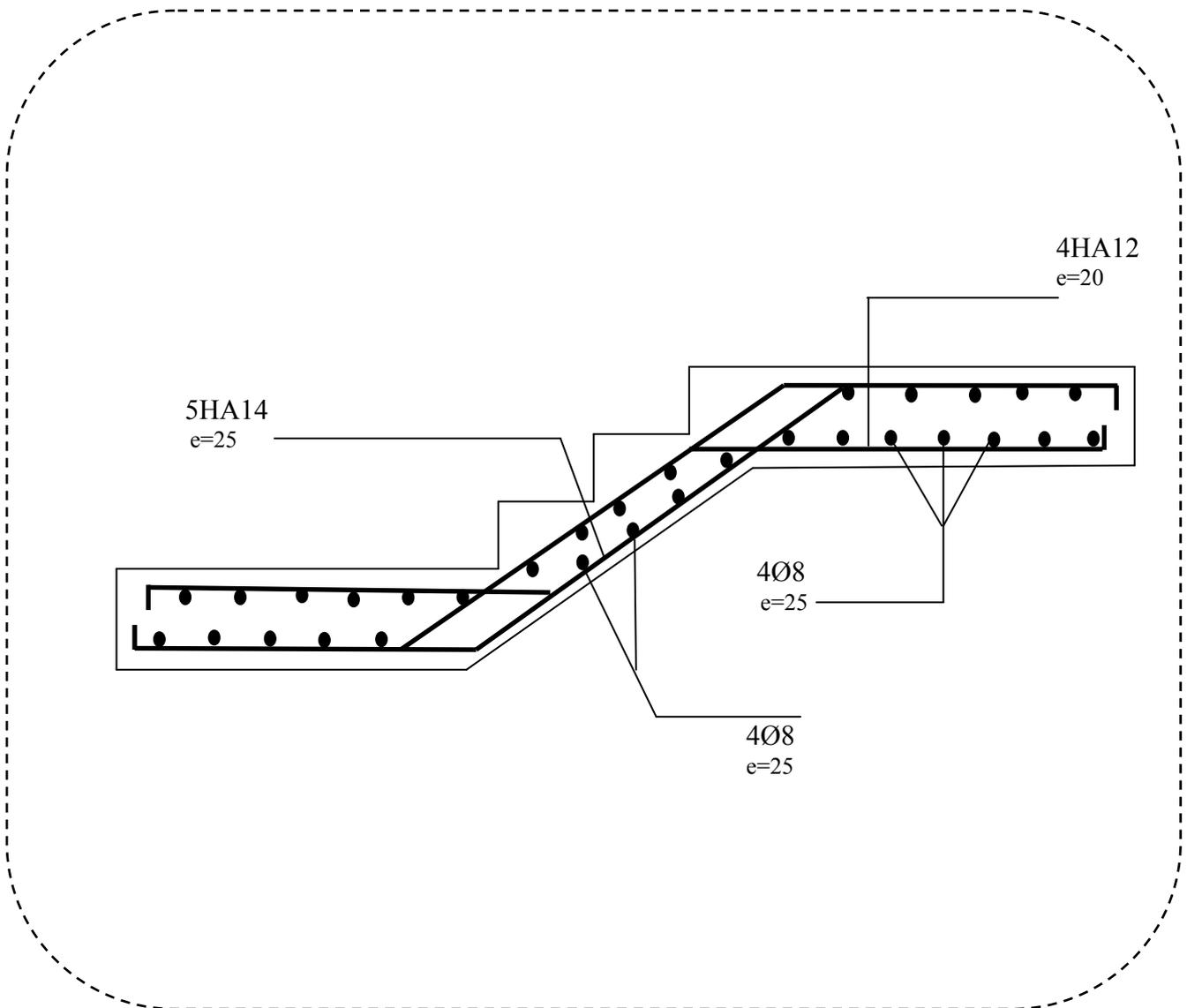


Fig 3.15. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5.POUTRE PALIERE

III.5.1.Définition :

La poutre palier est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion,

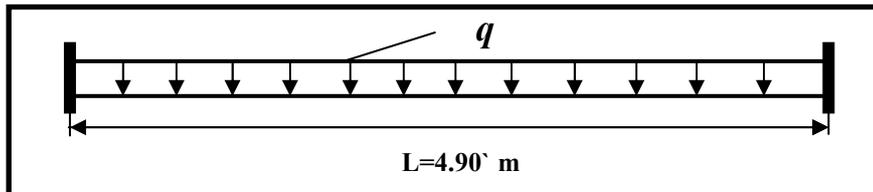


Fig. III.16.Schéma de poutre de palier.

III.5.1.Pré-dimensionnement:

$$h \geq (1,15 \div 1,10) L$$

$$h \geq (24.36)$$

Alors on prend : $h=40\text{cm}$; $b=30\text{ cm}$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{ cm} \longrightarrow b = 30 > 20 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$h \geq 30\text{ cm} \quad h = 40 \longrightarrow 30 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$30\text{cm} \cdot h/b \leq 4 \quad 40 \longrightarrow 30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

- Donc la section de la poutre palier est $(30 \times 40)\text{cm}^2$

- Méthode de calcul:

La poutre palier est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur g_m

III.5.3.Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $g = h.b.\gamma = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3\text{ KN/ml}$.

- $P = g + q = 8.45\text{ KN/ml}$

- La réaction d'escalier : $P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 20.7\text{KN/ml}$

- poids du mur : $g_m = h \cdot \gamma = 2.8 \times 1,53 = 4.2 \text{ KN/ml}$

III.5.4. Calcul de la poutre en flexion :

➤ 4-1- Combinaisons d'actions :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{-E.L.U : } P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 41.41 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{- E.L.S : } P_{ser} = g + P + q + g_m = 30.4 \text{ KN /ml.}$$

➤ 4-2- Les sollicitations

$$\text{-E.L.U : } M_t = P_u \times \frac{L^2}{24} = 41.41 \times \frac{4.9^2}{24} = 41.42 \text{ KN.m}$$

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 41.41 \times \frac{4.9^2}{12} = 82.85 \text{ KN.m}$$

$$T_u = P_u \times \frac{L}{2} = 101.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{- E.L.S : } M_t = P_s \times \frac{L^2}{24} = 30.4 \times \frac{4.9^2}{24} = 30.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = P_s \times \frac{L^2}{12} = 30.4 \times \frac{4.9^2}{12} = 60.82 \text{ KN.m}$$

III.5.4. Calcul de ferrillage :(armatures longitudinales)

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\text{l'enrobage } C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \quad \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3.00 \Rightarrow C = 3.00 \text{ cm}$$

❖ E.L.U :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	M_u	μ	μ_l	α	β	A_{cal}
Appui	82850	0.134	0.392	0.18	0.928	5.75

Travée	41420	0.067	0.392	0.086	0.965	3.24
--------	-------	-------	-------	-------	-------	------

❖ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	82850	60820	1.36	0.080	0.44	CV
Travée	41420	30410	1.36	0.167	0.44	CV

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.37 \text{ cm}^2.$$

❖ **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimale : RPA99 :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% b.h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Elément	A_{cal}	$A_{\min} \text{ cm}^2$	A'_{\min}	A_{\min}^{RBA}	A_{\max}
Appui	5.75	1.37	1.20	6	6
Travée	3.24	1.37	1.20	6	6

Tab 3.2.4 : Armatures Longitudinale choisi

III.5.5.Vérification :**Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art A.5.1)**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{101.45}{0,3 \times 0,38} \Rightarrow \tau_U = 889.9 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,889 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,889 \text{ Mpa}$$

Exigence du RPA :**Armatures transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 10\text{cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2, \text{ dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm}^2\text{)}$$

$$. S \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}, \text{ Dans la zone courante}$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2, \text{ donc on adopte 4T8 (2,01 cm}^2\text{)}.$$

- **vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{490} = 0,0816 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0816 > 0,033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 38}{400} = 11,4 > A_s = 6 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.6.Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875\text{cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 10600\text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{10600}{2 \times 875 \times 5} \Rightarrow \tau_t = 1,2\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,5\text{MPa}$$

Armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120\text{cm}$$

$$A_t = \frac{120 \times 10600}{2 \times 875 \times 348} = 2,08\text{cm}^2$$

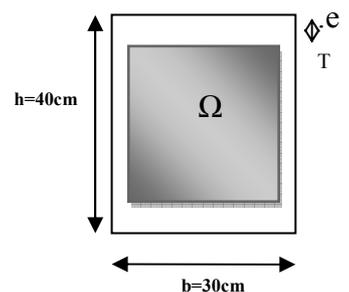


Fig.: Coupe Poutre palière

Tenant compte des aciers de flexion : $A_T = A_l + A_s$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_{adopte}(cm^2)$	BARRES
	A_f	A_l		
Appuis	6	2.08	8.29	3HA16 +2HA 12
Travée	6	2.08	8.29	3HA16 +2HA 12

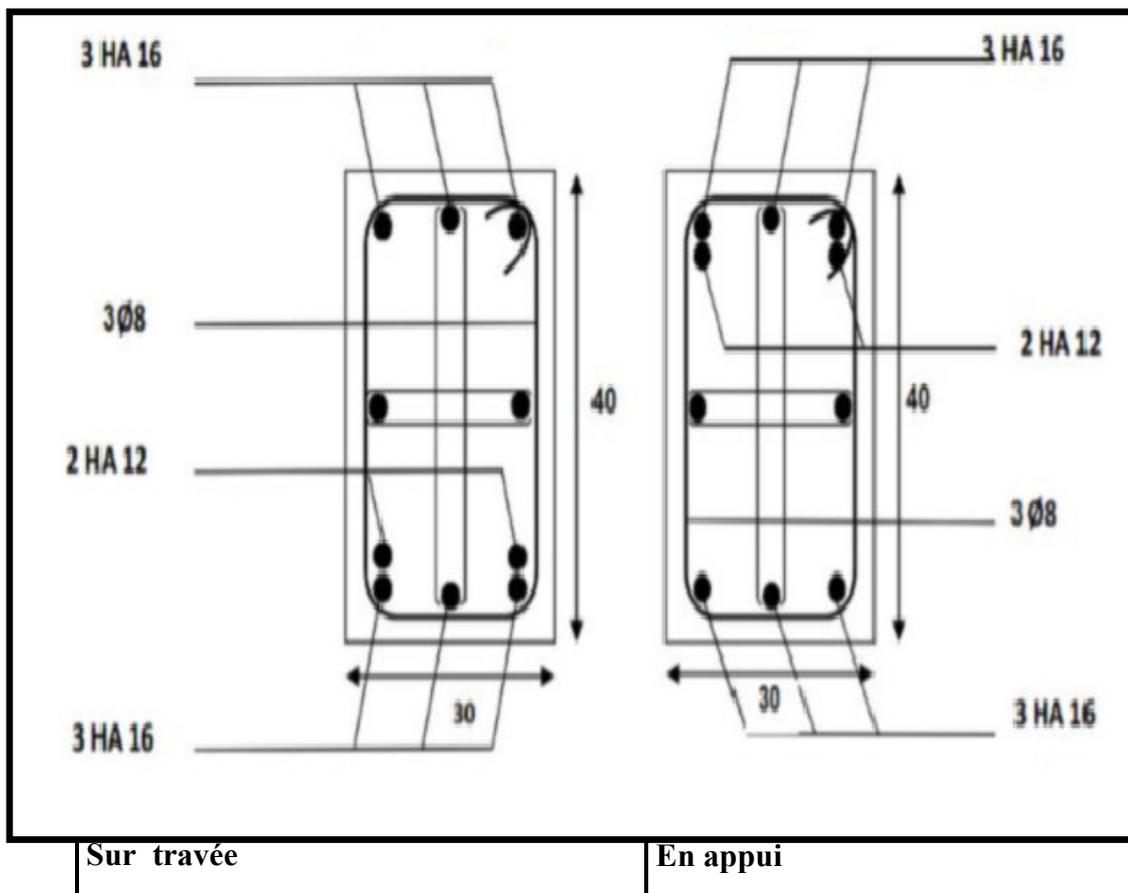
Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{10600}{2 \times 875 \times 348} = 0,017cm^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espace d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 cm$



DALLES D'ASCENSEUR

I. GENERALITES :

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur et la longueur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres ou des murs.

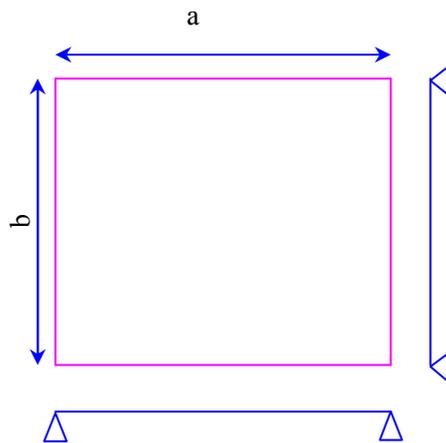
Donc la dalle de l'ascenseur est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. En utilisant la méthode de l'**ANNEXE E3**.

Dans notre construction, il y a deux types des dalles qu'on doit étudier chacune séparément:

- ✓ *La Dalle Machine.*
- ✓ *La Dalle Terrasse de l'ascenseur.*

❖ Notation :

- a, b** : Dimension de la dalle
- μ** : Coefficient du moment
- v** : Moment de poisson
- M_X** : Moment dans le sens 'X'
- M_Y** : Moment dans le sens 'Y'



II. CALCUL DE LA DALLE MACHINE :

1) PRE-DIMENSIONNEMENT :

L'épaisseur de la dalle machine est donnée par l'entreprise nationale des ascenseurs est ne doit pas être inférieure à 25cm.

Donc on adopte : **h = 25cm**

2) EVALUATION DES CHARGES :

❖ Evaluation des charges :

G : Poids de la dalle.

$$G_1 = 0.25 \times 25000 = 6250 \text{ N/m}^2$$

P : Le poids des équipements.

$$P = \sum P_i = 100000 \text{ N} \Rightarrow G_2 = 100000 / (2.20 \times 2.00) = 22727.27 \text{ N/m}^2$$

$$G_T = G_1 + G_2 \Rightarrow G_T = 6250 + 22727.27 = 28977.27 \text{ N/m}^2$$

$$G_T = \mathbf{28977.27 \text{ N/m}^2}$$

❖ Evaluation des surcharges (d'après D.T.R.B.C.2.2) :

$Q = 1000 \text{ N/m}^2$ (plancher terrasse inaccessible).

3) COMBINAISON DES CHARGES :

$$G = 28977.27 \times 1\text{m} = 28977.27\text{N/ml}$$

$$Q = 1000 \times 1\text{m} = 1000 \text{ N/ml}$$

❖ E.L.U :

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times (28977.27) + 1.5 \times (1000) = 40619.32 \text{ N/ml}$$

$$P_u = 40619.32 \text{ N/ml}$$

❖ E.L.S :

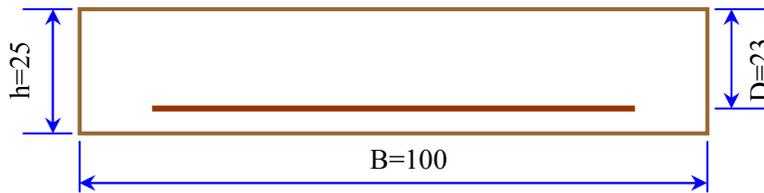
$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 28977.27 + 1000 = 29977.27 \text{ N/ml}$$

$$P_{ser} = 29977.27 \text{ N/ml}$$

4) METHODE DE CALCUL :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.00}{2.20} = 0.90 \text{ donc } \rho = 1 > 0.4$$

Donc la dalle de l'ascenseur est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple; le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur dans les deux directions.



5) DETERMINATION DES SOLLECITATIONS :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = u_x \cdot P_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = u_y \cdot M_x$

Effort Tranchant : $T_{max} = (P_u \times l_x \times l_y) / (2 l_x + l_y)$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.90 \Rightarrow u_x = 0.046$$

$$u_y = 0.778$$

Nous avons: le panneau est un panneau de rive, donc :

Moment en travée : $(0.85 M_x, 0.85 M_y)$

Moment au appui de rive: $(0.3 M_x)$

❖ E.L.U : ($v = 0, \rho = 0.90$)

$$M_x = 0.046 \times 40619.32 \times (2.00)^2 = 7473.95\text{N.m}$$

$$M_y = 0.778 \times 7473.95 = 5814.74\text{N.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 7473.95 = \mathbf{6352.86 \text{ N.m}}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 5814.74 = \mathbf{4942.53 \text{ N.m}}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 \times 7473.95 = \mathbf{2242.19 \text{ N.m}}$$

Effort tranchant :

$$T_{max} = (40619.32 \times 2.20 \times 2.00) / (2(2.20) + 2.00) = \mathbf{27925.78 \text{ N}}$$

❖ **E.L.S :** ($v = 0.2, \rho = 0.9$)

$$M_x = 0.053 \times 29977.27 \times (2.00)^2 = \mathbf{6355.18 \text{ N.m}}$$

$$M_y = 0.846 \times 6355.18 = \mathbf{5376.48 \text{ N.m}}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 6355.18 = \mathbf{5401.90 \text{ N.m}}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 5376.48 = \mathbf{4570.00 \text{ N.m}}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 \times 6355.18 = \mathbf{1906.55 \text{ N.m}}$$

6) **CALCUL DES ARMATURES :**

a) **Armatures longitudinales :**

❖ **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Désignation	M_u (N.m)	μ	α	β	σ_s (MPa)	A_{cal} (cm ²)
Travée (x)	6352.86	0.008	0.01	0.996	348	0.80
Travée (y)	4942.53	0.006	0.0075	0.997	348	0.62
appui	2242.19	0.003	0.00375	0.9985	348	0.39

❖ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée(x)	0.01	6352.86	5401.90	1,176	25	0,338	Vérifier
En travée(y)	0.0075	4942.53	4570.00	1.18	25	0.34	Vérifier
Sur appuis	0.00375	2242.19	1906.55	1,176	25	0,338	Vérifier

b) Condition de non fragilité : (BAEL 91 B.7.4)

$$A_{min}^1 \geq 0.0008 \times b \times d$$

$$A_{min} \geq 0.0008 \times 100 \times 23 = 1.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.84 \text{ cm}^2$$

c) Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 25 \Rightarrow A_{min} \geq 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u, A_{min})$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation	A_u (cm ²)	A_{min}^1 (cm ²)	A_{min}^2 (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée (sens x)	0.80	1.84	2,50	4T10/ml = 3,14
Travée (sens y)	0.62	1.84	2,50	4T10/ml = 3,14
Appuis	0.39	1.84	2,50	4T10/ml = 3,14

d) Ecartement des armatures :

$$\checkmark \text{ La direction X : } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \leq \min(75 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ La direction Y : } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

e) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{27925.78}{1000 \times 230} = 0.121 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{1.15}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.121 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4.34 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

f) Vérification de la flèche: (BAEL91 B.6.5, 1)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{20M_o} \text{ nous avons: } Mt = 0.85 M_o \Rightarrow \\ \frac{25}{220} = 0.113 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425 \quad (C.V) \\ 2) : \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 23} = 0.0014 \leq 0.0105 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

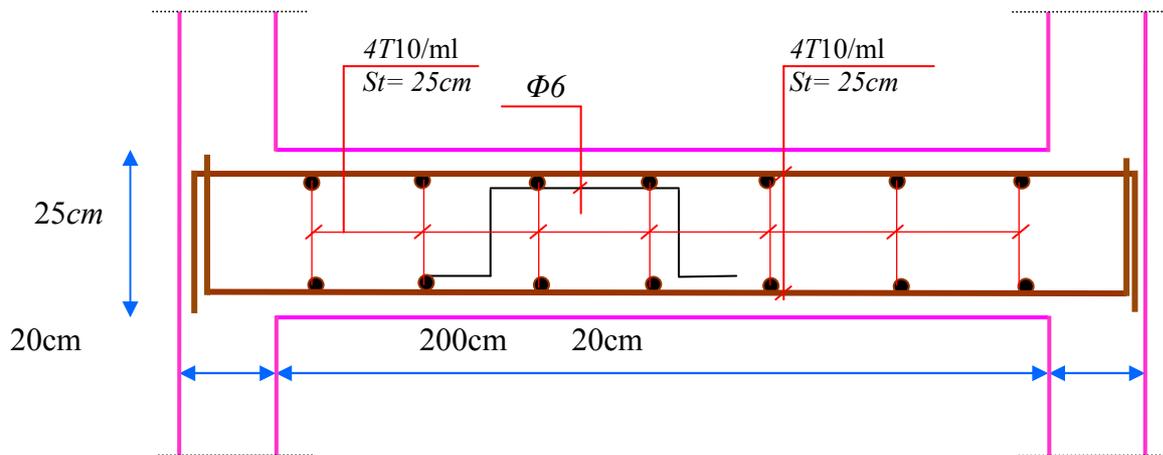


Fig.III.21:SCHEMA DE FERRAILAGE DE LA DALLE MACHINE

III. CALCUL DE LA DALLE TERRASSE DE L'ASCENSEUR :

En utilisant le même principe adopté précédemment pour le calcul de la dalle machine sauf le changement de l'épaisseur de la dalle et la charge permanente.

Pour la dalle terrasse de l'ascenseur, on utilise le même principe précédent

1) Evaluation des charges :

❖ Charge permanente: D'après DTR BC 2.2 :

N°	Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	17000	680
2	Étanchéité multicouches	0,02	6000	120
3	Isolation thermique	0,04	4000	160
4	Béton de pente	0,04	22000	880
5	Plancher dalle pleine	0.12	25000	3000
6	Enduit en plâtre	0,01	1000	100
				G = 4940

❖ Surcharge d'exploitation : Q = 1000 N/m².

2) COMBINAISON DES CHARGES :

$$G = 5160 \times 1\text{m} = 5160 \text{ N/ml}$$

$$\Rightarrow G = 4940 \text{ N/ml}$$

$$Q = 1000 \times 1\text{m} = 1000 \text{ N/ml}$$

$$\Rightarrow Q = 1000 \text{ N/ml}$$

❖ E.L.U :

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times (4940) + 1.5 \times (1000) = 8169 \text{ N/ml}$$

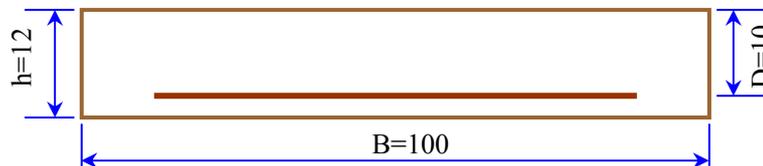
❖ E.L.S :

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 5160 + 1000 = 5940 \text{ N/ml}$$

3) Méthode de calcul :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{200}{220} = 0.9 \text{ donc } \rho = 1 > 0.4$$

Donc la dalle de l'ascenseur est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple; et le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur dans les deux directions.

4) Determination des sollicitations :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = u_x \cdot P_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = u_y \cdot M_x$

Effort Tranchant : $T_{max} = (P_u \cdot l_x \cdot l_y) / (2 l_x + l_y)$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.90 \Rightarrow u_x = 0.046$$

$$u_x = 0.046$$

Nous avons: le panneau est un panneau de rive, donc :

Moment en travée : $(0.85 M_x, 0.85 M_y)$

Moment an appui de rive: $(0.3 M_x)$

❖ E.L.U : ($v = 0, \rho = 0.9$)

$$M_x = 0.046 \times 8169 \times (2.00)^2 = 1503.01 \text{ N.m}$$

$$M_y = 0.778 \times 7473.95 = 1169.34 \text{ N.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 1503.01 = 1277.56 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 1169.34 = 993.94 \text{ N.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.3 \times 1503.01 = 450.90 \text{ N.m}$$

Effort tranchant :

$$T_{max} = (8169 \times 2.20 \times 2.00) / (2 (2.20) + 2.00) = 5616.19 \text{ N}$$

❖ E.L.S : ($v = 0.2, \rho = 0.9$)

$$M_x = 0.053 \times 5940 \times (2.00)^2 = 1259.28 \text{ N.m}$$

$$M_y = 0.846 \times 1259.28 = 1065.35 \text{ N.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 1259.28 = 1070.39 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 1065.35 = 905.55 \text{ N.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 668.84 = 377.78 \text{ N.m}$$

Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

❖ **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \mu_l = 0.392, \quad d = 10 \text{ cm}$$

Si $\mu < \mu_l \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Désignation	M_u (N.m)	μ	μ_l	α	β	σ_s (MPa)	A_{cal} (cm ²)
Travée (sens x)	1277.56	0.009	0.392	0.0011	0.9995	348	0.37
Travée (sens y)	993.94	0.007	0.392	0.0088	0.9965	348	0.29
appuis	450.90	0.003	0.392	0.0038	0.9985	348	0.13

❖ **E.L.S :**

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

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée (sens x)	0.0011	1277.56	1070.39	1,19	25	0,94	C. Vérifier
Travée (sens y)	0.0088	993.94	905.55	1.10	25	0.85	C. Vérifier
appuis	0.0038	450.90	377.78	1,19	25	0,94	C. Vérifier

b) Condition de non fragilité: (BAEL 91 B.7.4)

$$A_{min}^1 \geq 0.0008 \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} \geq 0.0008 \times 100 \times 10 = 0.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.80 \text{ cm}^2$$

c) Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \cdot b \cdot h$$

$$A_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 12 \Rightarrow A_{min} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u, A_{min})$

❖ **Tableau récapitulatif des résultats :**

Désignation	A_u (cm ²)	A_{min}^1 (cm ²)	A_{min}^2 (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée (sens x)	0.37	0.8	1.2	4T8 = 2.01
Travée (sens y)	0.29	0.8	1.2	4T8 = 2.01
Appuis	0.13	0.8	1.2	4T8 = 2.01

d) Ecartement des armatures :

✓ La direction X : $S_t = 100/4 = 25$ cm

$S_t = 25$ cm \leq min (3h; 33 cm) $\Rightarrow S_t = 25$ cm < 33 cm

✓ La direction Y : $S_t = 100/4 = 25$ cm

$S_t \leq$ min (4h; 45 cm) $\Rightarrow S_t = 25$ cm < 45 cm

e) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{5616.19}{1000 \times 100} = 0.056 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_c 28}{1.15} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$$

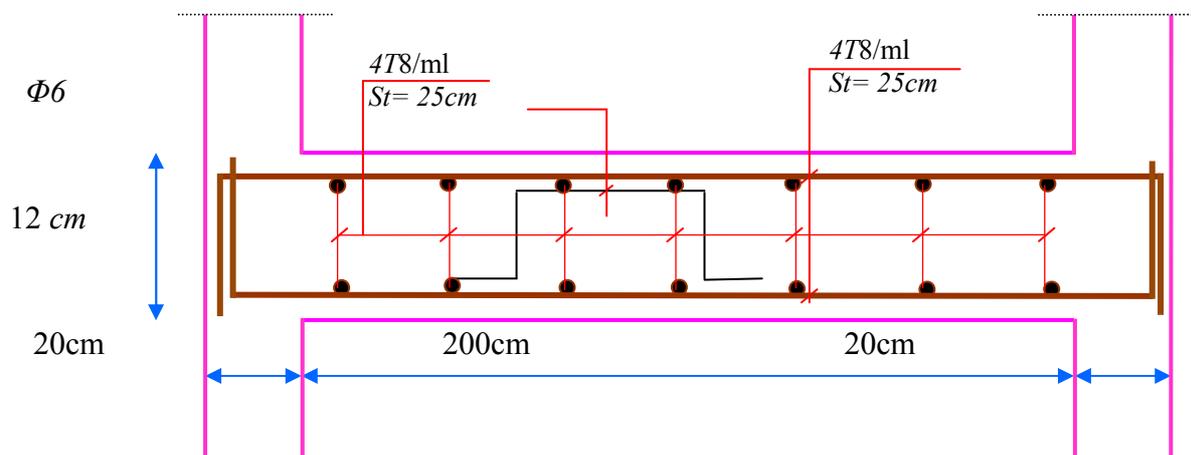
$$\tau_u = 0.056 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

f) Vérification de la flèche: (BAEL91 B.6.5, 1)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \\ \frac{12}{200} = 0.06 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425 \quad (\text{C.V}) \\ 2) : \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 10} = 0.00201 \leq 0.0105 \quad (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



SCHEMA DE FERRAILAGE DE LA DALLE TERRASSE DE L'ASCENSEUR

CHAPITRE 4

ETUDE

DYNAMIQUE

IV.2 Etude au Vent

IV.2.1. GENERALITE :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et l'effet de masque.

IV.2.2 Application de (R N V 99) :

VERIFICATION A LA STABILITE D'ENSEMBLE :

- ✓ Détermination de coefficient dynamique C_d
- ✓ Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- ✓ Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} et intérieur C_{pi}
(Si la construction de catégorie I)
- ✓ Détermination du coefficient de force C_f (si la construction de catégorie II)
- ✓ Calcul de la pression de vent
- ✓ Calcul des forces de frottement si la construction de catégorie I
- ✓ Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- ✓ Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

Notre calcul doit être passé par les étapes suivantes :

A. Détermination du Coefficient Dynamique C_d :

Données relatives au site : (Ch2 paragraphe 4.3.3 tableau 2.5).

- ✓ Site plat : $C_t=1$; Zone I: $q_{ref}=375 \text{ N/m}^2$ (Ch2 paragraphe 3.2 tableau 2.3).
- ✓ Catégorie de terrain: IV (Ch2 paragraphe 4.1 tableau 2.4).
- ✓ Facteur de terrain : $K_T=0,24$
- ✓ Paramètre de rugosité : $Z_0=1 \text{ m}$
- ✓ Hauteur minimale : $Z_{min}=16 \text{ m}$

- ✓ Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd : $\xi = 0,46$

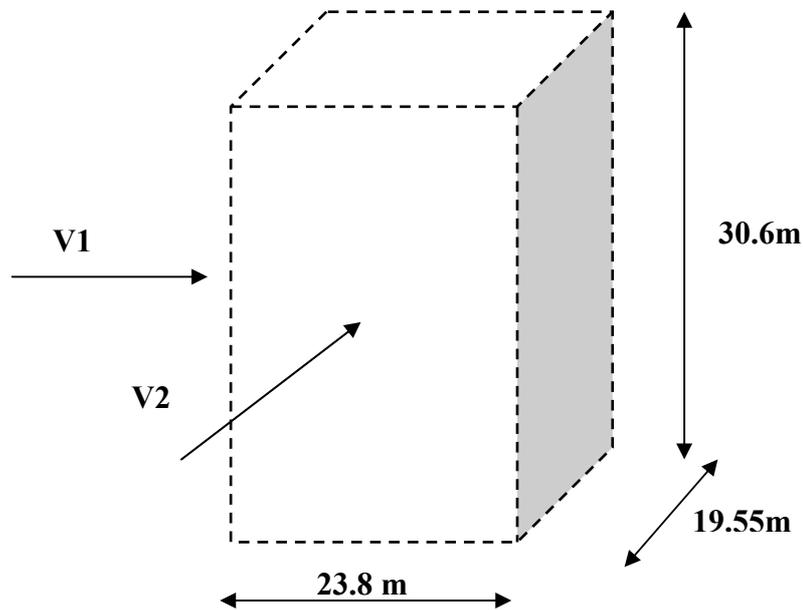


Fig. IV.2.1: Action du vent

Dans notre structure on a: $L_x=23.80m$, $L_y=19.55m$

Pour les structures en béton armé: $H = 30.6 m$

Après l'interpolation on aura: $C_d = 0,940$ (Ch3 paragraphe 2.1.1 figure 3.1).

B. Détermination de La Pression Dynamique q_{dyn} :

Structure permanente : $q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(z_j)$ (Ch2 paragraphe 3.2).

$q_{réf}$: est la pression dynamique de référence $q_{réf} = 375 N/m^2$

C_e : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_r(z)^2 \times C_t(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_t(z) \times C_r(z)} \right]$$

Avec : K_T Facteur de terrain ($K_T=0,24$)

C_r coefficient de rugosité donné par la formule suivante :

Il est défini par la loi logarithmique :

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour } z_{min} \leq z \leq 200 m$$

z_{min} : Hauteur minimale ($z_{min} = 16 m$)

z_0 : Paramètre de rugosité ($z_0 = 1 m$)

Z _j (m)	KT	Zo(m)	Cr	Ct	Ce	qréf N/m ²	q _{dyn} N/m ²
1.53	0.24	1	0.102	1	0.181	375	67.875
4.59	0.24	1	0.365	1	0.746	375	279.75
7.65	0.24	1	0.488	1	1.057	375	396.375
10.71	0.24	1	0.569	1	1.279	375	479.625
13.77	0.24	1	0.629	1	1.452	375	544.5
16.83	0.24	1	0.677	1	1.595	375	598.125
19.89	0.24	1	0.717	1	1.718	375	644.25
22.95	0.24	1	0.751	1	1.825	375	684.375
26.01	0.24	1	0.782	1	1.925	375	721.875
29.07	0.24	1	0.808	1	2.010	375	753.75

Tableau IV.1 : Répartition de la pression dynamique q_{dyn}

C. Détermination des Coefficients de Pression Extérieure C_{pe} :

❖ **Parois Verticales** : Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la (Fig 2.1), les valeurs de C_{pe, 10} et C_{pe, 1}. Sont donnée par le tableau

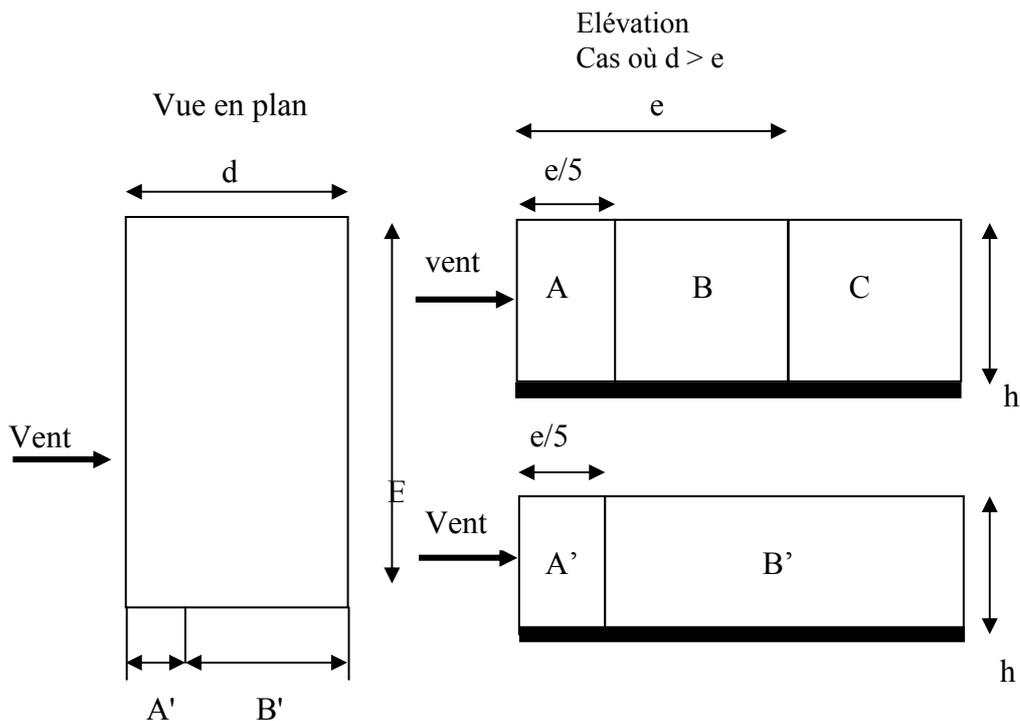


Fig.2.1: Légende pour les parois verticales

C_{pe} : pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

A,A'		B,B'		C		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau IV.2: les coefficients de pression externe .

❖ **Toiture plate** : la toiture plate sont celles dans la pente est inférieur ou égale à 4° , il convient de la toiture comme l'indique la (Fig 2.2)

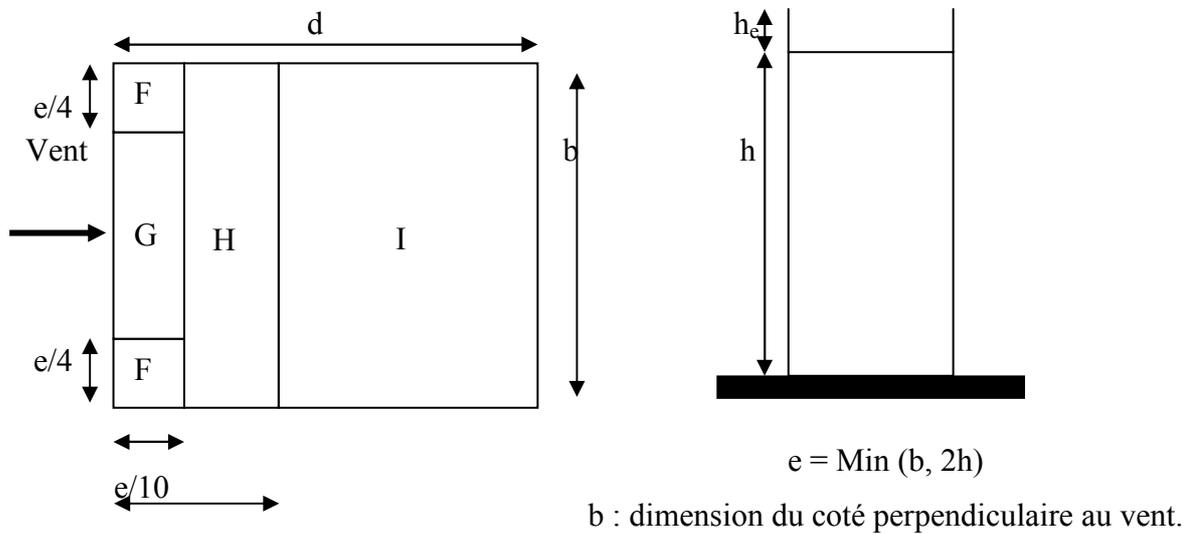


Fig 2.2 : Légende pour les toitures plates

C.1 Détermine la pression extérieure des parois verticales :

Alors dans notre cas :

On a : $b = 23.8 \text{ m}$; $d = 19.55 \text{ m}$; $h = 30.6 \text{ m}$.

Donc : $e = \text{Min}(23.8, 2 \times 30.6)$; on prend $e = 23.8 \text{ m}$.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la (Fig 2.3) suivante :

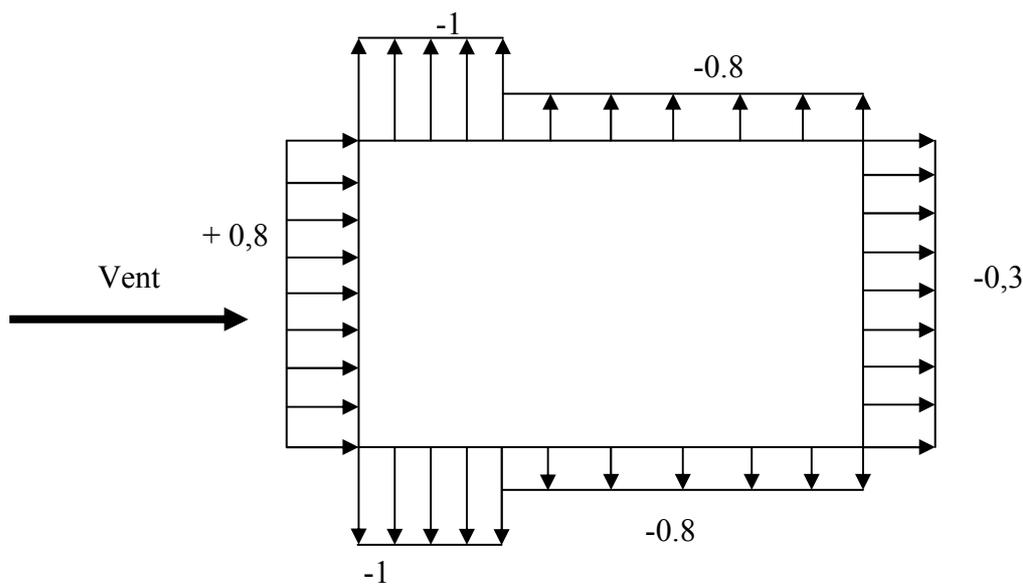


Fig 2.3 : Cpe sur les parois verticales

C.2 Détermine la pression extérieure de la toiture plate :

Alors dans notre cas :

$b = 23.8 \text{ m}$ $h = 30.6 \text{ m}$ et . Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la (**Fig 2.4**) suivante :

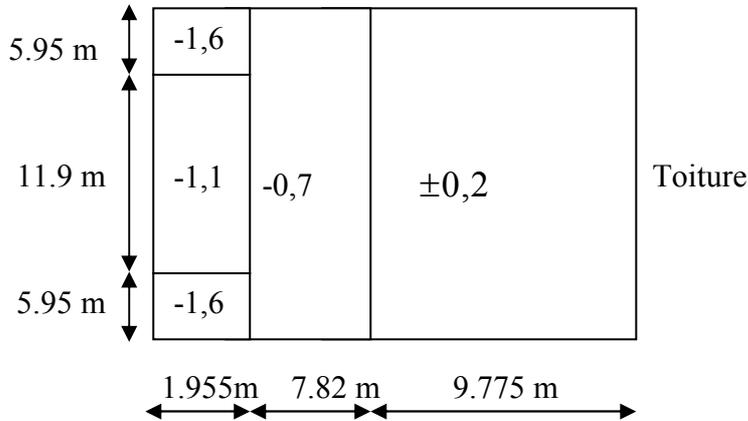


Fig 2.4 : Cpe sur les toitures

C_{pe} : s'obtient à partir des formules suivantes :

- ✓ $C_{pe} = C_{pe,1}$ si $S \leq 1 \text{ m}^2$
- ✓ $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe10} - C_{pe,1}) \times \text{Log } S$ si $1 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$
- ✓ $C_{pe} = C_{pe,10}$ si $S \geq 10 \text{ m}^2$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée (**Ch5 paragraphe 1.1**).

Donc on a : $S \geq 10 \text{ m}^2$ d'où $C_{pe} = C_{pe, 10}$

D	F		G		H		I	
	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe10}	C_{pe1}
$h_p/h=0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
$h_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
$h_p/h = 0.1$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	

Tableau IV.3 : les coefficients de pression extérieur des toitures plates

Dans notre cas: $h_p = 0,6 \text{ m}$; $H = 30.6 \text{ m}$; toiture plat ($\alpha \leq 4\%$).

$h_p / H = 0,6 / 30.6 = 0,020$

D. Détermination du Coefficient de Pression Intérieure Cpi :

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = +0,8$ et $C_{pi} = -0,5$ (**Ch5 paragraphe 2.2**).

On prend : $C_{pi} = 0,8$

• **Détermination du coefficient de pression de vent C_p :**

On calcul a l'aide de la formule suivant : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

On a $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pe} = C_{p10}$

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	± 0.2	-1 / -0.6

Tableau IV.4 : Détermination du coefficient de pression de vent C_p

• **Répartition du coefficient de pression : (Fig 2.5)- (Fig 2.6)**

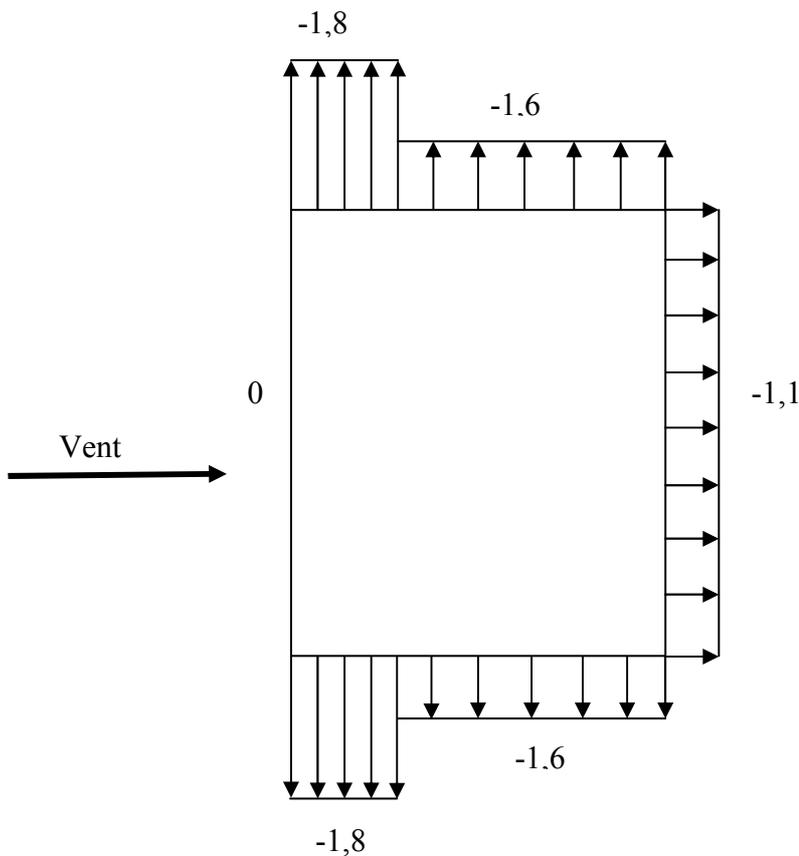


Fig 2.5 : C_p sur les parois verticales

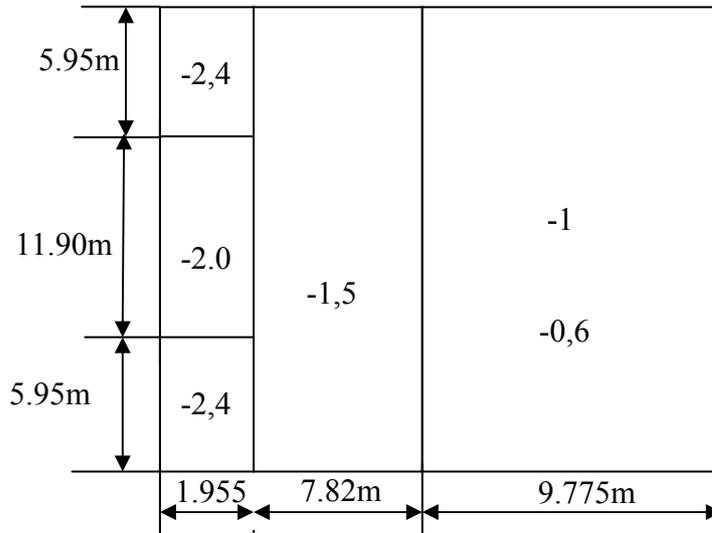


Fig 2.6 : Cp sur la toiture

E. Détermination de la Pression due au Vent :

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j

$W(Z_j)$ donnée à l'aide de la formule suivante : $W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$.

D'où : $q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p)$.

Les valeurs de q_j sont données par le tableau suivant:

Z_j (m)	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_p	$q_j N/m^2$
1.53	0.94	67.875	-1.1	-70.183
4.59	0.94	279.75	-1.1	-289.26
7.65	0.94	396.375	-1.1	-409.851
10.71	0.94	479.625	-1.1	-495.932
13.77	0.94	544.5	-1.1	-563.013
16.83	0.94	598.125	-1.1	-618.461
19.89	0.94	644.25	-1.1	-666.154
22.95	0.94	684.375	-1.1	-707.644
26.01	0.94	721.875	-1.1	-746.419
29.07	0.94	753.75	-2.4	-1700.46
29.07	0.94	753.75	-1.9	-1346.197
29.07	0.94	753.75	-1.5	-1062.788

Tableau IV.5: la pression due au vent

F. Calcul des Forces de Frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$.

❖ **Détermination de la force résultante :**

La force résultante R, se décompose en deux forces :

❖ **Une force globale horizontale F_w :** Qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l’acrotère.

❖ **Une force de soulèvement F_u :** La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante : $F_{fr} = \sum(q_{dyn}(z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$

S_{frj} : est l’aire de l’élément de surface (Ch2 paragraphe 1.4.4).

C_{frj} : est le coefficient de frottement pour l’élément de surface j

(Voir tableau Ch2 paragraphe 1.4.4)

$$R = \sum q_j \times S_j + \sum F + f_{rj}$$

Z _j (m)	Zone	S _x m ²	S _y m ²	q _{dyn} N/m ²	q _j N/m ²	R _x N	R _y N
1.53	-1,1	72.828	59.823	67.875	-70.183	-5111.28	-4198.55
4.59	-1.1	72.828	59.823	279.75	-289.26	-21066.22	-17304.40
7.65	-1,1	72.828	59.823	396.375	-409.851	-29848.66	-24518.51
10.71	-1.1	72.828	59.823	479.625	-495.932	-36117.73	-29668.14
13.77	-1.1	72.828	59.823	544.5	-563.013	-41003.11	-33681.12
16.83	-1.1	72.828	59.823	598.125	-618.461	-45041.27	-36998.19
19.89	-1.1	72.828	59.823	644.25	-666.154	-48514.66	-39851.09
22.95	-1.1	72.828	59.823	684.375	-707.644	-51536.29	-42333.38
26.01	-1.1	72.828	59.823	721.875	-746.419	-54360.20	-44653.02
29.07	-2.4	14.56	11.96	753.75	-1700.46	-24758.69	-20337.50
29.07	-1.9	14.56	11.96	753.75	- 1346.197	-19600.60	-16100.51
29.07	-1.5	14.56	11.96	753.75	- 1062.788	-15474.19	-12710.94
						-392432.9	-322355.35

Tableaux IV.6 : détermination de la force résultante

Donc on a:

$$R_x = -392432.9N ; R_y = -322355.35 N$$

Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés

Par l’effet du séisme.

CHAPITRE 5

FERRAILLAGE

DES ÉLÉMENTS

PORTEURS

VI. LES COMBINAISONS D'ACTION

1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailrages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

2. LES COMBINAISONS D' ACTIONS

- **Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ à l'E.L.U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

- **-Règlement RPA 99**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

-Pour les portiques

-Les poteaux

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$$G + Q + E \quad \text{.....(RPA99)}$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q + E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$.
- La combinaison $(0.8G + E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$.

-Les poutres

À l'ELU $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS $G + Q$

$G + Q + E$ (RPA99)

$0,8 G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0,8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif .

-Pour les voiles

$G + Q + E$ (RPA99)

$0,8G \pm E$

3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

3.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

➤ **calcul du ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot$$

(I)

(II)

- Le Moment fictif

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

-Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

❖ **Selon le BAEL 91**

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

-EL.S : G + Q

❖ **Selon le RPA 99**

- G + Q + E (M_{max} → N_{corr})

- 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à 1^{er} E.L.U.

- Recommandation de (RPA 2003)

1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

- Armatures transversales

➤ **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ **RPA99(VER2003)**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- Exemple de calcul

Soit le poteau du bâtiment (dimension 60×65) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$; $s = 60 \times 65 \text{ cm}^2$; $H = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du poteau.

ELU		G+Q ± E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.M)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.M)
3132.51	0.13	138.95	132.40	19.70	4.73	2281.23	0.02

- Ferrailage longitudinal

- (ELU)

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$$(\text{après l'exécution}) \rightarrow e_a = \max \left(2\text{cm}; \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max \left(2\text{ cm}; \frac{306}{250} \right) =$$

$$\max (2\text{cm}; 1.224) \rightarrow e_a = 2$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{130}{3132510} = 0.004\text{cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.004 = 2.004\text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

h : longueur de section de poteau (60x65) $\text{cm}^2 \Rightarrow h = 65, b = 60\text{cm}$

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142\text{m.}$$

$$3.30 < \max (15 ; 0.616)$$

Donc , les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire : e_2

: excentricité due aux effets du second ordre

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

α : Le rapport du moment du premier ordre.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 11.40$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.832$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 2 \times 0.832) = 0.009m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.004 + 0.9 = 2.904cm$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ultim}} \cdot e = 3132510 \times 0.02904 = 90968.09 \text{ N.m}$$

- **Les efforts corrigés seront**

$$N_{\text{MAX}} = 3132510 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 90968.09 \text{ N.m.}$$

$$II = (0.337 h - 0.81 c') b.h. \sigma_b = (0.337 \times 65 - 0.81 \times 4) 60 \times 65 \times 14.2 = 1033667.7 \text{ N.m}$$

$$I = N_u (d-c) - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 90968.09 + 3132510 \times (0.61 - \frac{0.65}{2}) = 983733.44 \text{ N.m}$$

$$I = 3132510(0,61 - 0,04) - 983733.44 = 801797.26 \text{ N.m}$$

$II > I$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b.d^2} = \frac{983733.44}{14.2 \times 60 \times 61^2} = 0,31$$

$$\overline{\sigma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0,479; \beta = 0,808)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{983733.44}{348 \times 0.808 \times 61} = 57,35 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 57.35 - \frac{3132510}{100 \times 348} = -32,98 \text{ cm}^2$$

- (G+Q+E)

N _{cor} (N)	M _{max} (N.m)	e ₀ = M/N	e(m)	M _{cor} (N.m)	(II) (N.m)	M _{ua}	(I) (N.m)
132400	138950	1.05	1.079	142859.6	1346679.75	180593.6	- 105125.2

$II > I$,donc la section est partiellement comprimée.

$\overline{\sigma}_b = 18.5Mpa, \overline{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$

M _I (N.m)	μ	μ_t	α	β	A _f (cm ²)	A(cm ²)
180593.6	0,044	0.392	0.817	0.673	10.99	7.69

- (0,8G+E)

N _{min} (N)	M _{cor} (N.m)	e ₀ = M/N	e(m)	M _{corrigé} (N.m)	(II) (N.m)	M _{ua} (N.m)	(I) (N.m)
19700	4730	0,214	0.269	5299.3	1346679.7	10913.8	315.2

$II > I$,donc la section est partiellement comprimée.

$\overline{\sigma}_b = 18.5Mpa, \overline{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$

M _I (N.m)	μ	μ_t	α	β	A _f (cm ²)	A(cm ²)
10913.8	0,002	0.392	0,0025	0,999	0.45	0.052

-Vérification des sections :RPA (99ver2003)

- D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\%(h.b) = 0.008(65 \times 60) = 31.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone IIa}$$

-Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23 d . b . \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = (0.05; 4.41; 31.2) = 31.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $8HA20+4HA16= 33.18\text{cm}^2$

-Vérification à L' ELS

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-les contraintes sont calculées à l' E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser}=2281230 \text{ N}$; $M_{ser}=20 \text{ N.m}$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{20}{2281230} = 8.7 \times (10^{-6}) \quad e_0 = (8.7 \times 10^{-6}) < \frac{h}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.108$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = h \times b + 15 (A) = 65 \times 60 + 15(33.18) = 4397.7\text{cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 32.5\text{cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 32.5 = 32.5\text{cm}$$

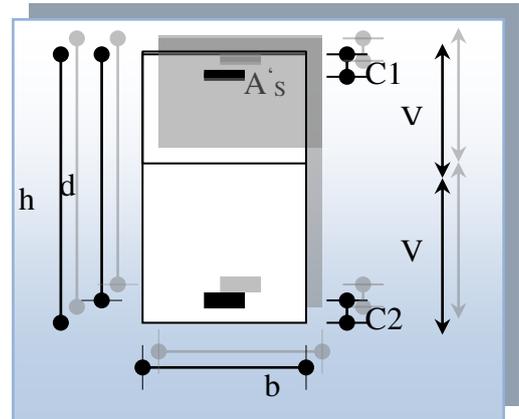


Figure VI.1 section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{60}{3} (32.5^3 + 32.5^3) + 15[16.69(32.5 - 4)^2 + 16.59(32.5 - 4)^2] = 1777381.8\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène $\rightarrow M_G = 20 \text{ N.m}$

$$\sigma_0 = \frac{2281230}{100 \times 4397.7} = 5,19 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{20}{1777381.8} = 0.0000111$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.19 + 0.000011 \times 32.5 = 5.20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5.20 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.19 + 0.000011(32.5 - 4)] = 77.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.19 - 0.000011(61 - 32.5)] = 77.84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 77.85 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 77.84 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s \dots (C.V)$$

- Armatures transversales

- Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison(G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$\mathbf{V_{max} = 99.88 \text{ KN}}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{99.88 \times 10^3}{600 \times 610} = 0.27 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0,27 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

-Calcul d'armature transversale

▪ RPA99(VER2003) : Art 7.4.2.2

- 1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :
- Vu : est l'effort tranchant de calcul.
- h1 : Hauteur totale de la section brute.
- fe : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (fe 400MPa).
- pa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t$$

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.60} \text{ ou } \frac{2.142}{0.65} \right) \rightarrow \lambda_g = (3.57) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale : $S_t = 10$ cm
- La zone courante : $S_t = 15$

$$A_t = \frac{3.75 \times 99880 \times 0.15}{65 \times 400} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.16 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

-Vérification des armatures minimales : d'après

➤ **RPA99version2003 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $S_t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

POTEAUX	A _{CAL} (Cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
60x65	31.2	8HA20+4HA16	33.18

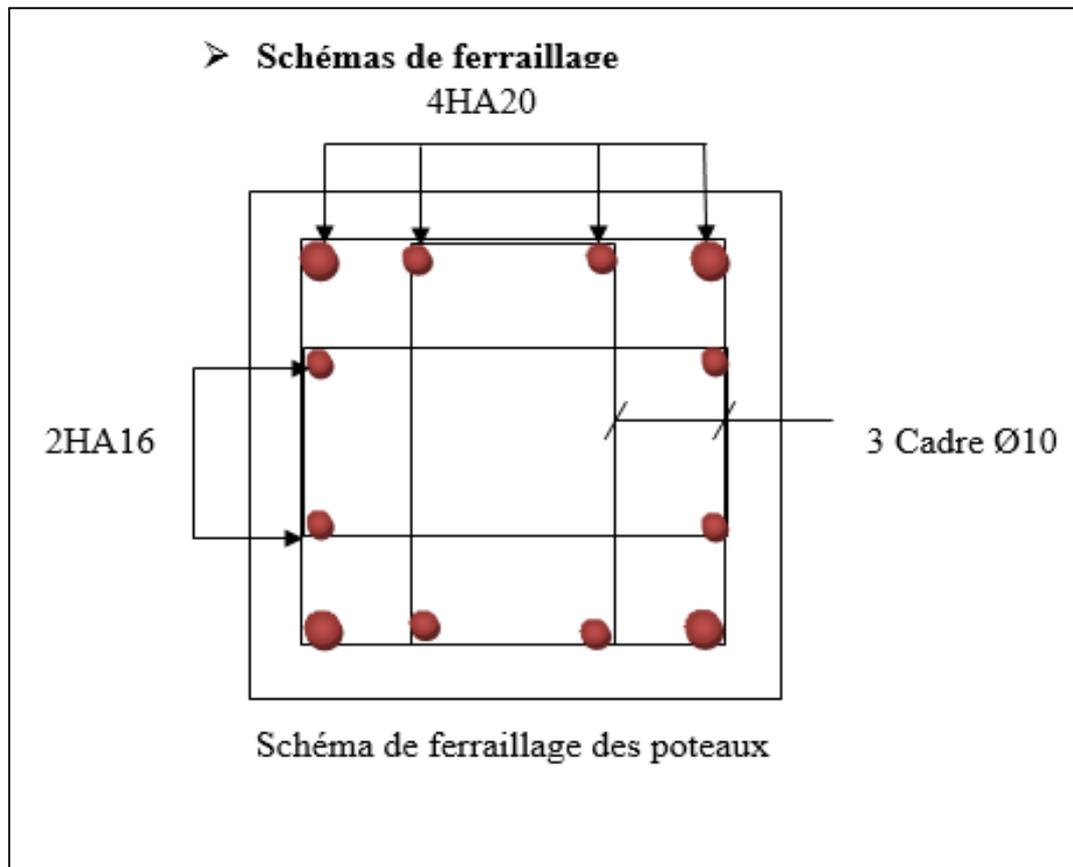


Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux.

3.2.Ferrailage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ **BAEL91**

❖ Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (A.4.2)

❖ Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$ (B.6.4)

- vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{v_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- Détermination de l'armature transversale

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0,9d, 40cm)$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

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

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des

armatures droites : $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

- Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche: (BAEL91 art B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

- ❖ M_t : moment MAX en travée.
- ❖ M_0 : moment isostatique minimal.
- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature

- Recommandation RPA99/version2003

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

-Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires

Minimum de $(h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

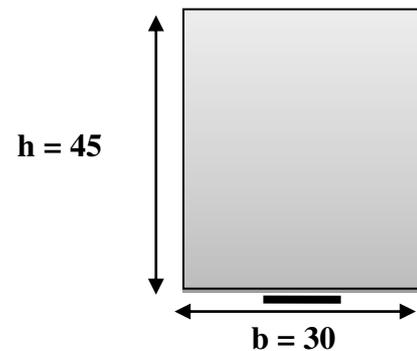
- Exemple de calcul

a. Poutre principale 30x45

-calcul d'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4,5}{2} = 3,25 \Rightarrow C = 3,5 \text{ cm}$$

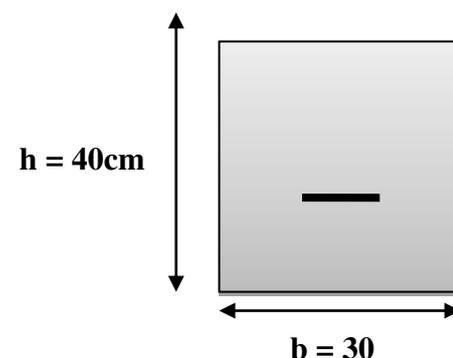


b. La Poutre secondaire (30x40)

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$



-E .L.S

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est. Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Vérification nécessaire pour les poutres

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 41,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

- Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 45 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} \geq 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa}) .$$

-En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$
Poutre principale	51700	0,07	0.392	0,091	0,964	3.71
Poutre secondaire	45400	0,077	0.392	0,1	0,96	3.61

E.L.S : Combinaison (G + Q)

	M_U	M_{ser}	α	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	51700	37800	0,065	1.36	0,43	vérifiée
Poutre secondaire	45400	32710	0,045	1.37	0,44	vérifiée

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	3.71	1.35	6.75	1.34	6.75	3T12+3T14=8.0
Poutre secondaire	3.61	1.2	6	1.1592	6	3t12+3T12=6.79

Sur Appuis

-Combinaison (G + Q + E)

	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal}
Poutre principale	136660	0,142	0.392	0,176	0,93	8
Poutre secondaire	55930	0,073	0.392	0,094	0,96	4.06

Tableau Récapitulatif

	A_{cal} (c m ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{RPA/2}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Poutre principale	8	1.35	6.75	1.34	8.25	3T12+3T16=9.42
Poutre secondaire	4.06	1.2	6	1.1592	6	3T12+3T14=8.01

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00721 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.091 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \text{cv}$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.00834 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots \text{cv}$$

-Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

-Les poutres Principales

$$T_u^{\max} = 266.81 \text{ KN}$$

$$\tau_{u_{\max}} = \frac{266810}{300 \times 415} = 2.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u_{\max}} = 2.14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{(C, V)}$$

-Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 90.63 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u_{\max}} = \frac{90630}{300 \times 370} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u_{\max}} = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{(C, V)}$$

Les Armatures Transversales

➤ **Les Poutres Principales**

-En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min (37.35\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.9 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Poutres Secondaires**

-En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante:RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min (33.3\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales:BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 0.675 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Poutres	Position	N ^{mbr} des barres	$A_{\text{adapt}}(\text{cm}^2)$
P.P (30×45)	Travée	3HA12+3HA14	8.01
	Appui	3HA12+3HA16	9.42
P.S (30×40)	Travée	3HA12+3HA12	6.79
	Appui	3HA12+3HA14	8.01

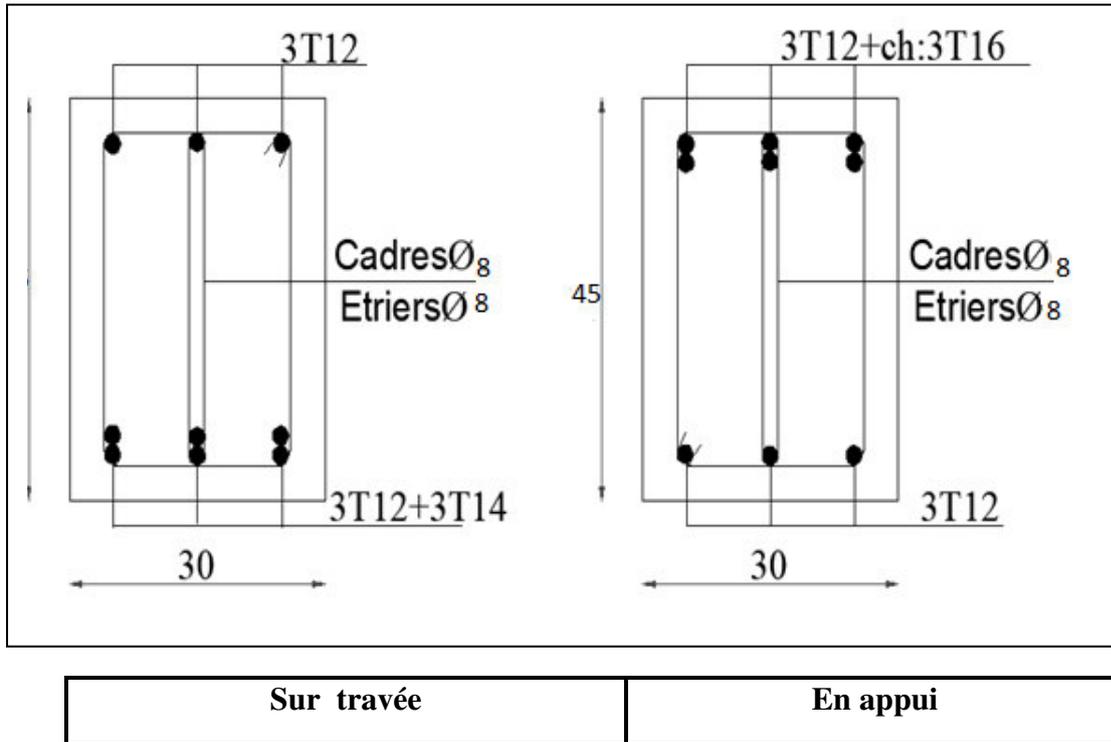
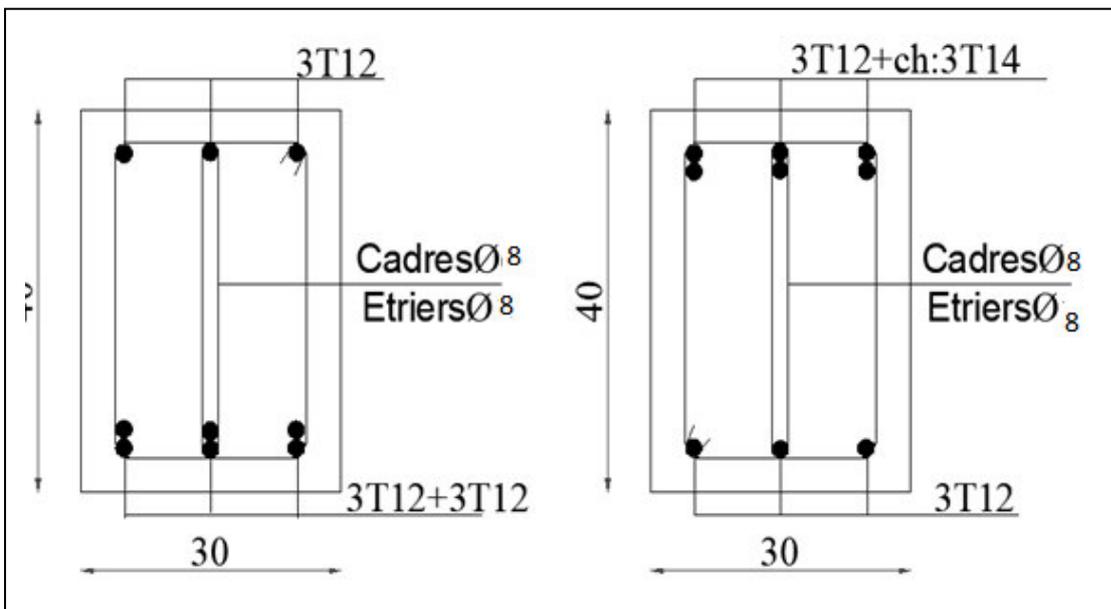


Figure VI.3. Ferrailage de la poutre principale.



Sur travée	En appui
-------------------	-----------------

Figure VI.4.Ferraillage de la poutre secondaire.

3.3. Ferraillage des voiles

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés Par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferraillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferraillage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

-Types armatures

a- Armatures verticales

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20 %.**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

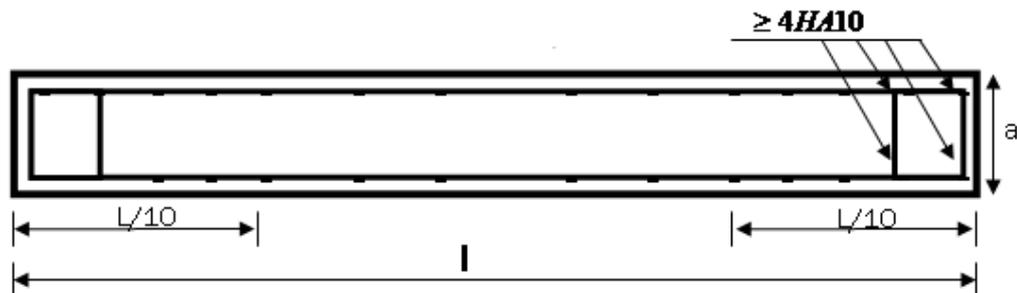


Figure VI.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - globalement dans la section du voile 0,15%
 - en zone courante 0,10%
- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_{\text{calculé}}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

-Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

-Ferrailage vertical :

➤ Type de section qu'on peut avoir

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

-Etapas de calcul :

- Détermination de la nature de la section:

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité «e »qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

- Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

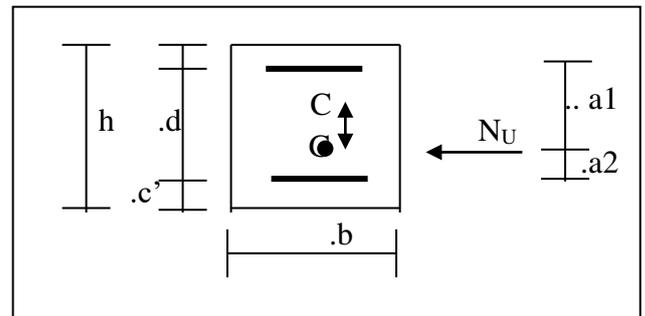
-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81.d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.



-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

$$\text{données par : } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

- Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$

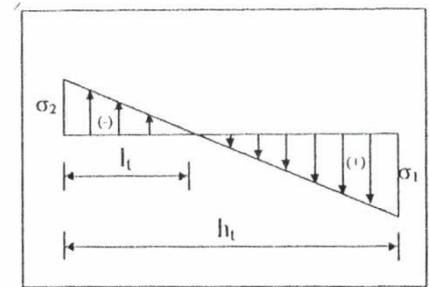


Fig.1

- ❖ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$
- ❖ 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.
- ❖ 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

-Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G + N_E$
- $M = 0,8 M_G + M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

-Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes.

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \text{ (} N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins)}$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\max} = M_g + M_q + M_e$$

-Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

-Armatres verticales

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC et tout les étages.

$$0.8G+E: \rightarrow N_{\min}=779.93\text{KN} \rightarrow M=1141.96\text{KN.m}$$

$$h= 3 \text{ m; } c=5\text{cm}$$

$$d= h-c = 2.95 \text{ m } ; a= 0.20\text{m}$$

Détermination de l'excentricité e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1141960}{779930} = 1.4\text{m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 300 - 0.81 \times 5) 20 \times 300 \times 14.2$$

$$A = 8268.6\text{KN.m}$$

$$B = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1141.96 + 779.93 (2.95 - 1.5) = 2272.85\text{KN.m}$$

$$B = 779.93 (2.95 - 0.05) - 2272.85 = -11.05 \text{ KNm}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.4}{3} = 9.33\text{m}^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{3} = 0.51 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.51 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Calcul de ferrailage

- **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2233.86 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2272.85 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 295^2} = 0,07 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0,091$$

$$\beta = 0,96$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

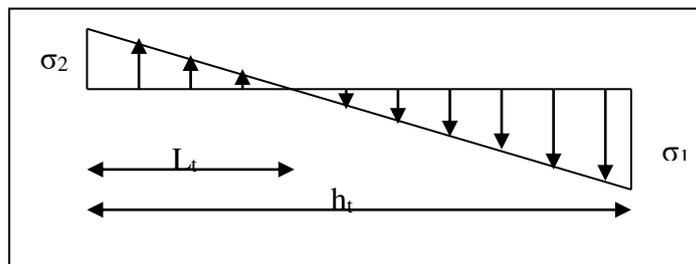
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma \cdot \beta \cdot d} = \frac{2272.85 \times 10^3}{400 \times 0.96 \times 295} = 20.06 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 20.06 - \frac{779.93 \times 10^3}{100 \times 400} = -0.585 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{779.93 \times 10^3}{200 \times 3000} + \frac{6 \times 1141.96 \times 10^6}{200 \times (3000)^2} = 5.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{779.93 \times 10^3}{200 \times 3000} - \frac{6 \times 1141.96 \times 10^6}{200 \times (3000)^2} = -2.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.9m$$

$$\text{Alors} \quad A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 3.6 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) \text{ Alors en prend } A = 3.6 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (104) = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 3.6 + 2.08 = 9.28 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 9 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \text{ On prendre } : S = 30 \text{ cm}$$

Dans la zone h/10 :

$$D < S/2 = 30/2 = \min(1.5a/2 ; 30/2) = 15 \text{ cm} . \text{ On prendre } : D = 15 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport ceux donnés par le **RPA99**.

➤ **Choix d'armature**

➤ **Armature verticale**

➤ En zone tendu $A = 12 \text{ HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$

➤ \Rightarrow Soit : $A_{\text{nap1}} = 6 \text{ HA}10 + 6 \text{ HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$

➤ $A_{\text{nap2}} = 6 \text{ HA}10 + 6 \text{ HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 410.3 \times 10^3}{200 \times 3000} = 0.96 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 300 cm)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^s = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3cm^2$$

En zone courante

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2cm^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 2HA12 = 2.26cm^2 / ml$

- **Les Armatures Transversales** :(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression :« à la base du refend»**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal« **N**» est très important.

-Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- Navier Bernoulli

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

❖ **Exemple de calcul**

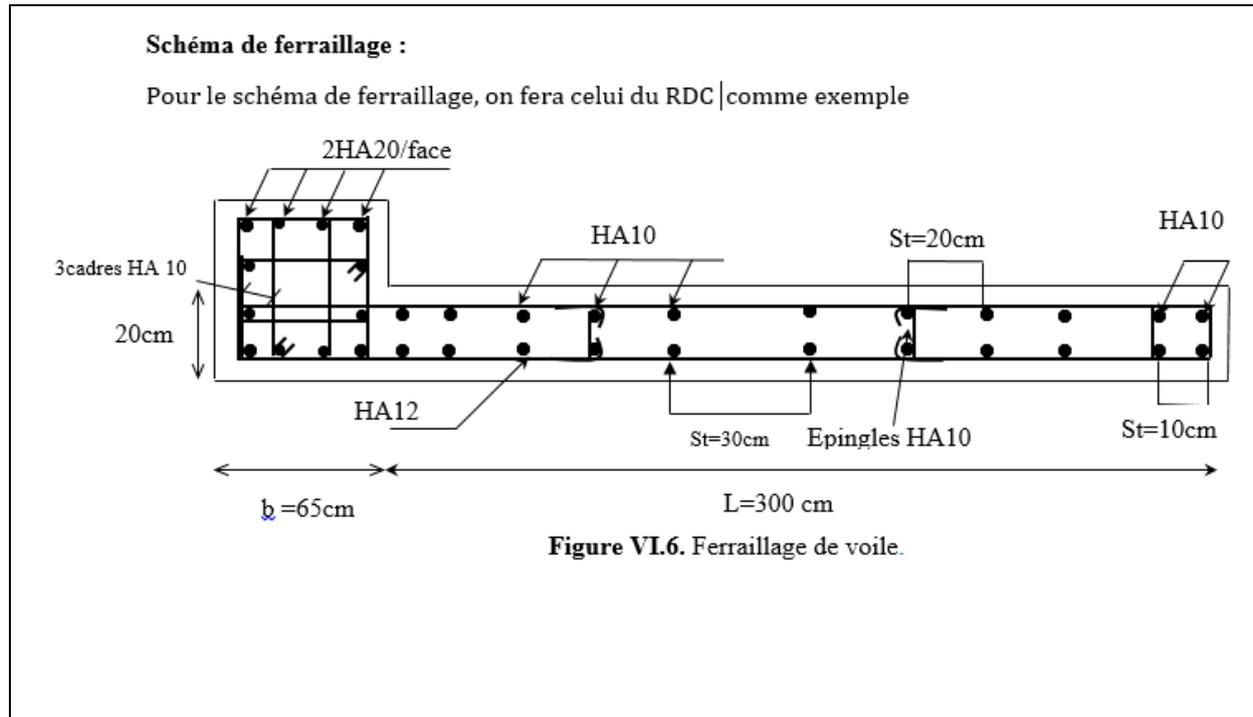
-Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N_{cor} = 66.62 \text{ KN.}$$

$$M_{max} = 1035.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{66.62 \times 10^3}{200 \times 2300} + \frac{6 \times 1035.36 \times 10^6}{200 \times (2300)^2} = 6.0164 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$



Conclusion :

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés à la flexion composée. Le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par logiciel de calcul Robot et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand a elles ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Robot

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée grâce au logiciel Robot Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

BIBLIOGRAPHIE

LES REGLEMENT :

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne..

BAEL91 : béton armé aux états limites.

D.T.R.B.C .2.2: Document technique réglementaire.

RNV99 : Règlement Neige et Vent 99

COURS :

Béton armé.....U MEDKHAIDER.

Résistance des matériaux..... U MED KHAIDER

LES LOGICIELS :

- Autodesk Structural ROBOT 2018
- Autocad 2009
- Word 2013
- Excel 2013

CONCLUSION

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

L'analyse d'une structure irrégulière a été rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, robot qui est un logiciel qui permet la modélisation de toute structure avec une grande précision.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.

Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

Cette étude nous a permis l'application de toutes les connaissances théorique acquises durant notre formation. De plus elle nous a permis maîtriser l'utilisation du logiciel robot qui est très pratique pour les bâtiments.

VI. Etude dès l'infrastructure

VI.1.Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

1.Fondations superficielles

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

2. Fondations profondes

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autre éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

3 .Étude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectuées au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :
 - ☞ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
 - ☞ Jouer le rôle d'Appuis.
 - ☞ Assurer la liaison.
 - ☞ Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VI.2 : Etude des fondations

2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.

$$\sigma_{sol} = 1.70\text{bars.}$$

2.2 / Choix du type de fondation

- ☞ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**
 - ✓ Le poids de la structure.
 - ✓ La capacité portante du sol.
 - ✓ L'économie dans la réalisation.
 - ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
 - ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

☞ **Choix de type de fondation**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :

⇨ (Le radier général)

2.3/Radiers

2.3.1. Généralités

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

2.3.3 Critères de choix

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

3.3.4. Justification

Si $\frac{S_{semelle}^{total}}{s^{total}} \geq 50\%$ (**Radier général**)

$$P_{ser} (max) = G+Q = 2281.23KN$$

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars.}$$

N=Nombre de poteaux au niveau de étage = 28.

-Surface de semelle ($S_{semelle}$):

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser} (max)}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{2281.23 \times 10^{-3}}{0.17} = 13.41 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} = A \times B \quad (\text{semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 13.41 \Rightarrow A = 3.66m$$

$$S_{semelle}^{total} = N \times S = 28 \times 13.41 = 375.48 \text{ m}^2$$

-Surface du bâtiment total :

$$s^{total} = (Lx \times Ly) = 399.5 \text{ m}^2$$

$$\frac{375.48}{399.5} \times 100\% = 94\% > 50\% \text{ (Radier général)}$$

VI.3 : Calcul le Radier

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

3.3.1 / Combinaison D'action

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).

- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

3.3.2 /Pré-dimensionnement

a) Epaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

b) Condition forfaitaire :

• Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{\max} : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 300 \text{ cm} \Rightarrow 32.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 52 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 50 \text{ cm}$

• Sous poteaux

-La dalle

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

Avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 50 \text{ cm}$

- la nervure : $b = 55 \text{ cm}$

c) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{\max} = 5.20 \text{ m}$.

L_e : Longueur élastique.

E : Le module de Young ; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

I : Inertie de la section de radier. ($b = 1 \text{ m}$)

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.2^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.76 \text{ m}$$

Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 80$ cm pour les nervure.

$h = 50$ cm pour le radier.

$b = 55$ cm

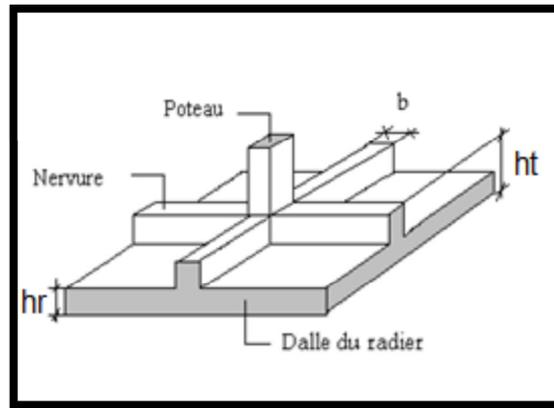


Figure VI.01. Semelle de radier nervuré.

Vérification :

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.028}{4000 \times 1}} = 3.42m > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} = 3.31m \dots (cv)$$

3.3.3 /Calcul de la surface minimale du radier :**Détermination des efforts**

ELU: $N_u = 65356.32$ KN

ELS: $N_s = 47763.95$ KN

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{47763.95}{170} = 280m^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 399.5 m^2 > S_{\text{rad}} = 280 m^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation. L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (23.50 m).

L_y : largeur en plan (17 m).

Calcul de débordement D :

$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30\text{cm})$. Où : $h_r = 0.5\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30\text{cm})$.

On prend $D = 0.4\text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 399.5 + 0.4 \times 2 \times (17 + 23.5) = 431.9 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (431.9 \times 0.8 \times 25) = 8638 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 65356.32 + 1.35 (8638) = 77017.62 \text{ KN}$$

$$N_s = 47763.95 + 8638 = 56401.95 \text{ KN}$$

VI.4.Vérifications de radier**4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{77017.62 \times 1}{431.9} \cdot \frac{5.2}{2} = 463.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{463.63 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.03 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.2/Vérification au poinçonnement : BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

Vérification pour les Voiles : Le voile et le plus sollicité et avec $e=20 \text{ cm}$.

$$\mu_c = 2 \times (0.2 + 3 + (2 \times 0.80)) = 9.9\text{m}$$

$$N_u = 744.36\text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 4010.86\text{KN}(C.V)$$

Vérification pour les poteaux : Le Poteau et le plus sollicité.

$$\mu_c = 2(0.60 + 0.65 + (2 \times 0.80)) = 5.7\text{m}$$

$$N_u = 3132.51 \text{KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3561 \text{KN(C.V)}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

4.3/Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 431.9 = 11661.3 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = NG + G_{radier}

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h=1.8 m)

G_T = Poids total du bâtiment+ Poids des radier+ γ_{sol}

$$G_T = 69863.61 + 8638 = 78501.61 \text{KN} > 11196,09 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.4/Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version 2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	17656.07	16652.85
M(KN.m)	3146.71	2641.13
e(m)	0.17	0.16
L/4(m)	5.87	4.25
Condition	Vérifier	Vérifier

• Les

moments

d'inertie suivant les deux directions sont

$$I_{x-x} = \frac{b \times \square^3}{12} = 9621.3 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times \square^3}{12} = 18385.32 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si}$$

$$Y = \frac{\sum Si \times Yi}{\sum Si}$$

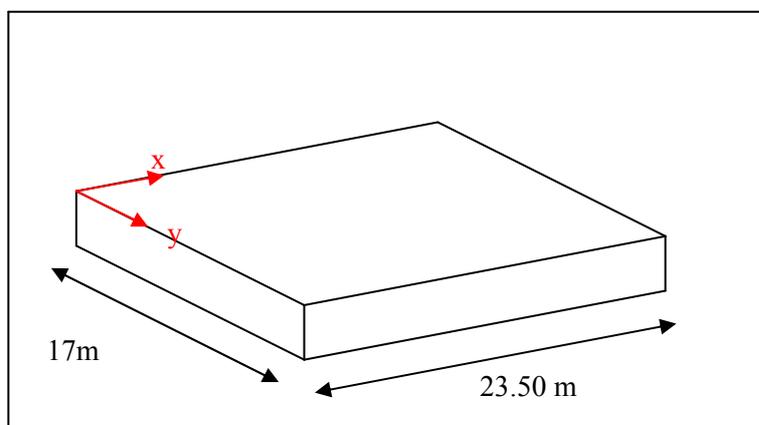


Fig.VI.02. schéma de radier.

4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} ; \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \times \sigma_{adm} = 1.5 \times 170 = 255 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 8.62 \text{ m} \quad Y_g = 10.44 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	9621.3	63652.42	3009.63	431.9
Y-Y	18385.32	64655.64	2697.52	431.9

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	150.07	144.68	148.7	255	C.V
Y-Y	151.23	148.16	150.46	255	C.V

VI.5. Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• Calcul des moments fléchissant

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 65356.32 / 431.9$	$q_{ser} = 47763.95 / 431.9$
$q_u = 151.32 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 110.6 \text{ KN/m}^2$

• **Ferraillage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du $(5 \times 4) \text{ m}^2$.

⇒ Panneau de rive.

■ **l'ELU :** $v = 0$; $q_u = 151.32 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 5.2/5.2 = 1 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0368 \times 151.32 \times 5.2^2 = 150.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 150.57 = 150.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 150.57 = 127.98 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 150.57 = 127.98 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 150.57 = 45.17 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN × m)	45.17	127.98	45.17	127.98
μ	0.0176	0.05	0.022	0.064
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
α	0.022	0.064	0.027	0.82
B	0.99	0.97	0.989	0.76
σ_s	348	348	348	348
As (cm²/ml)	3.08	8.9	3.5	14.
As_{min} (cm²/ml)	5.13	5.13	5	5
Choix des barres/ml	6HA12	6HA14	5HA12	7HA16

As_{corres} (cm²/ml)	6.79	9.24	5.65	14.07
Espacement (cm)	4.4	4.4	25	25

■ **P'ELS** : $v = 0.2$; $q_s = 110.6$ KN/m

■ $\alpha = 5.2/5.2 = 1 > 0.4 \Rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15$ MPa.....BAEL91(Art.4.5.2)

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\left(\frac{2}{3}\right)fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$ FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{0,666 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63$ MPa

- **A partir du tableau:**

$\mu_x = 0,0442$

$\mu_y = 1$

- **donc les moments sont :**

$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 132.18$ KN.m/ml.

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 132.18$ KN.m/ml.

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 112.35$ KN.m/ml.

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 112.35$ KN.m/ml.

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 39.65$ KN.m/ml.

• **Calcul des armatures:**

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	39.65	112.35	39.65	112.35
μ	0.014	0.041	0.018	0.053
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV

$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	15	15	15	15
α	0.017	0.052	0.022	0.068
B	0.99	0.98	0.99	0.97
$\sigma_{st}(\text{MPa})$	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	4.67	13.8	5.29	8.67
As_{min}(cm²/ml)	5.13	5.13	5	5
choix des barres/ml	6HA12	6HA16	6HA12	6HA14
As_{corr}(cm²/ml)	6.79	12.06	6.79	9.24
Espacement cm	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{151.32 \times 5.2 \times 5.2}{2(5.2) + 5.2} = 262.28 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{262.28 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0.470 \text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_u = 0.470 < [\tau_u] = 2.5 \text{Mpa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

• Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se

fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$$h = 0.50\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$d = 0.9 h = 0.45\text{m}$$

- **Présentation schématique :**

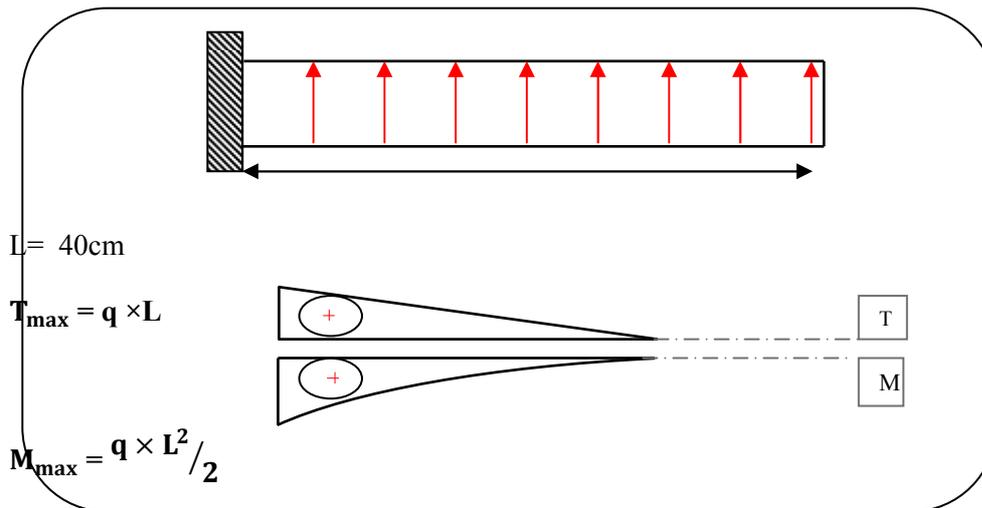
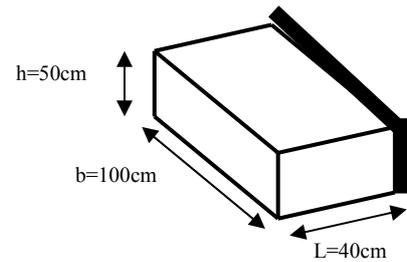


Fig.VI.03. schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 151.32 \times (0.4)^2 / 2 = 12.10 \text{ KN.m.}$$

■ L'ELS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 110.6 \times (0.4)^2 / 2 = 8.85 \text{ KN.m}$$

	M_{\max}	M	α	β	A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{Adop} (cm^2)	Section adoptée
ELU	12.10	0.004	0.005	0.998	0.77	5.13	5.65	5HA12
ELS	8.85	0.003	0.004	0.999	0.98	5.13	5.65	5HA12

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28}$$

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

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

$$d = 0,90 \text{ h} = 0,45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 151,32 \times 0,4 = 60,52 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{60,52 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,13 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

- **Etude de la nervure**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 80 \text{ cm} \quad , \quad d = 75 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad , \quad c = 5 \text{ cm}$$

-Sens X-X

▪ ELU

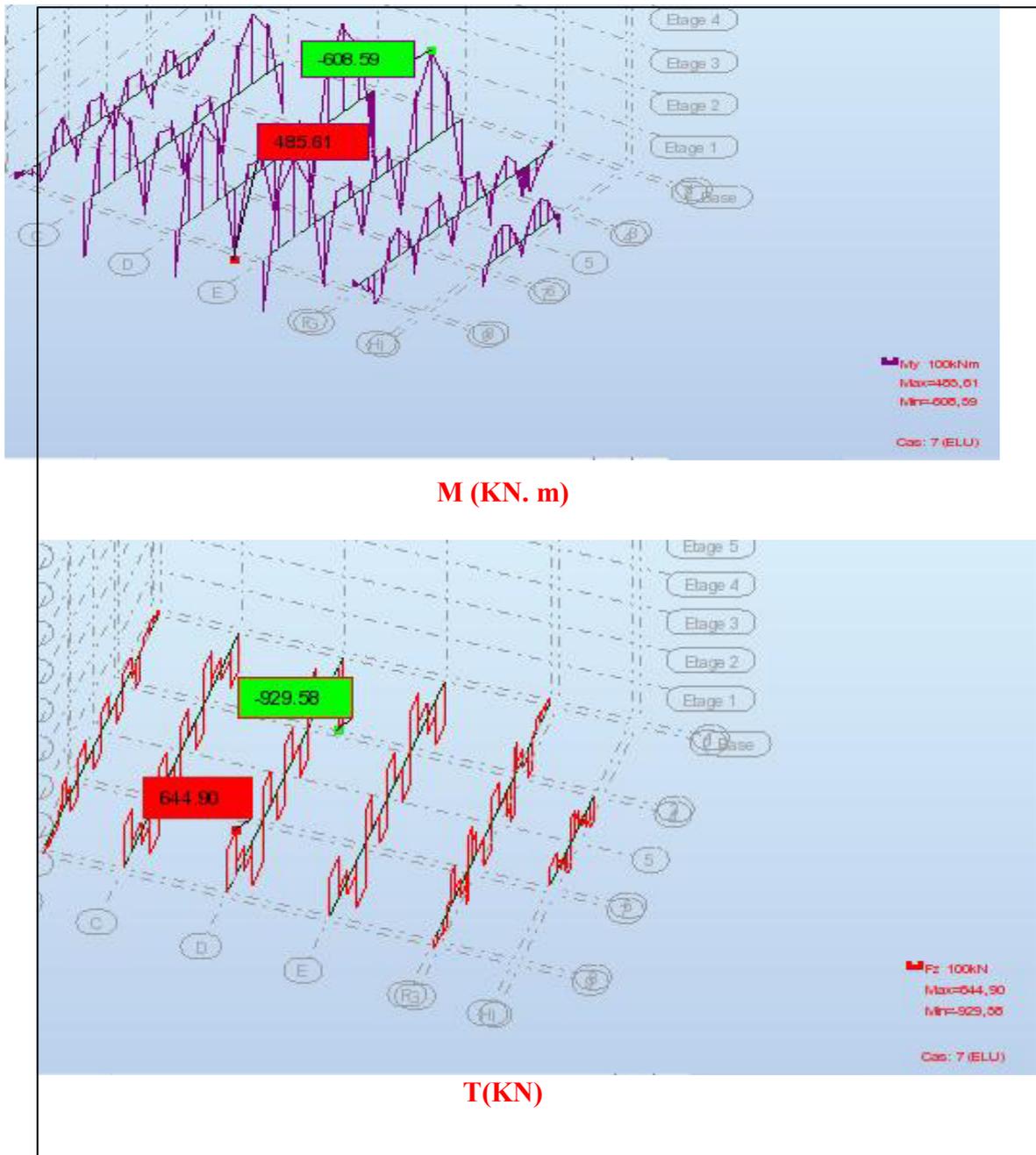


Fig.VI.04.sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).

▪ ELS

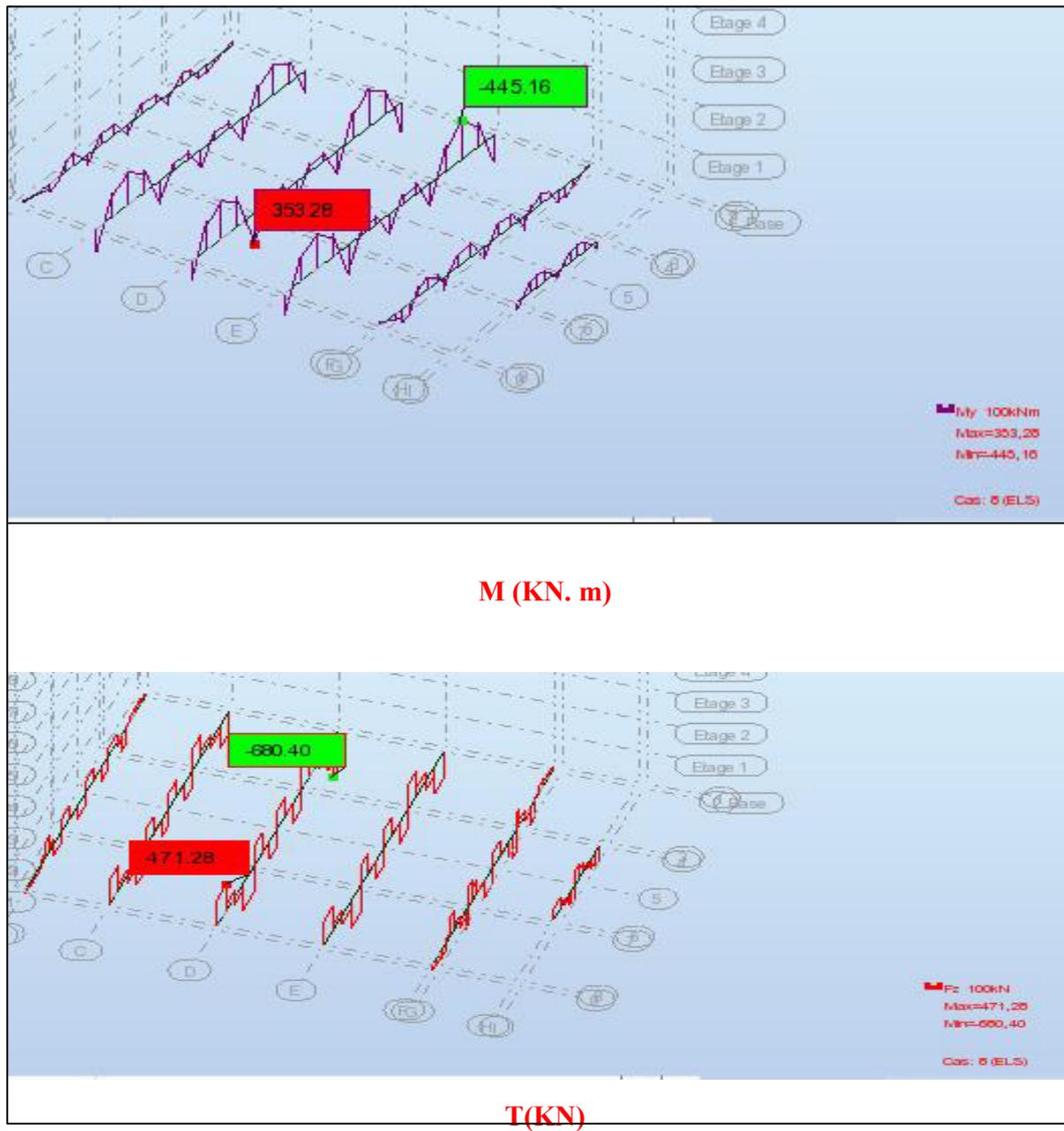


Fig.VI.05.sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).

-Sens Y-Y

▪ ELU

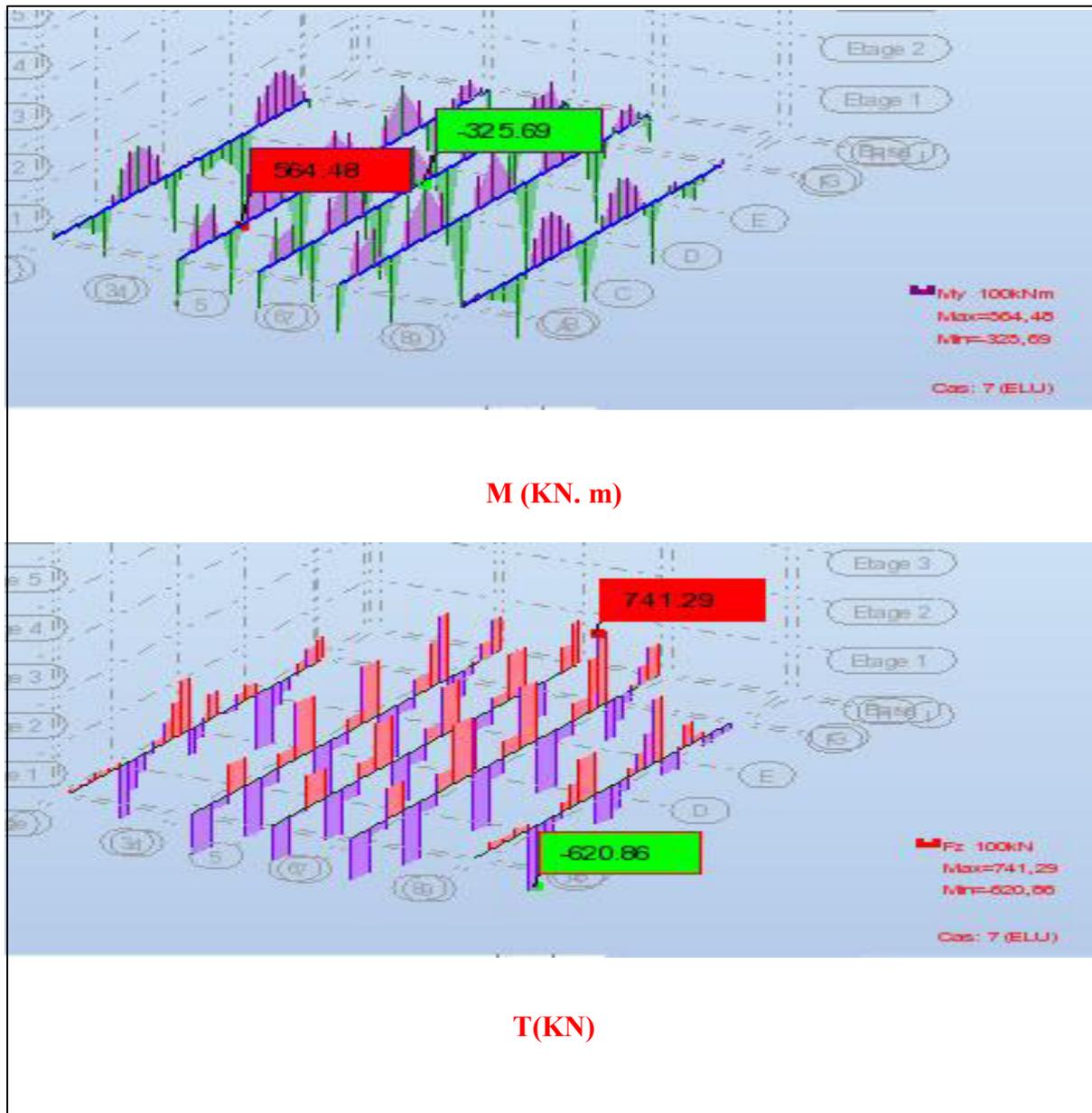


Fig.VI.06.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU).

▪ ELS

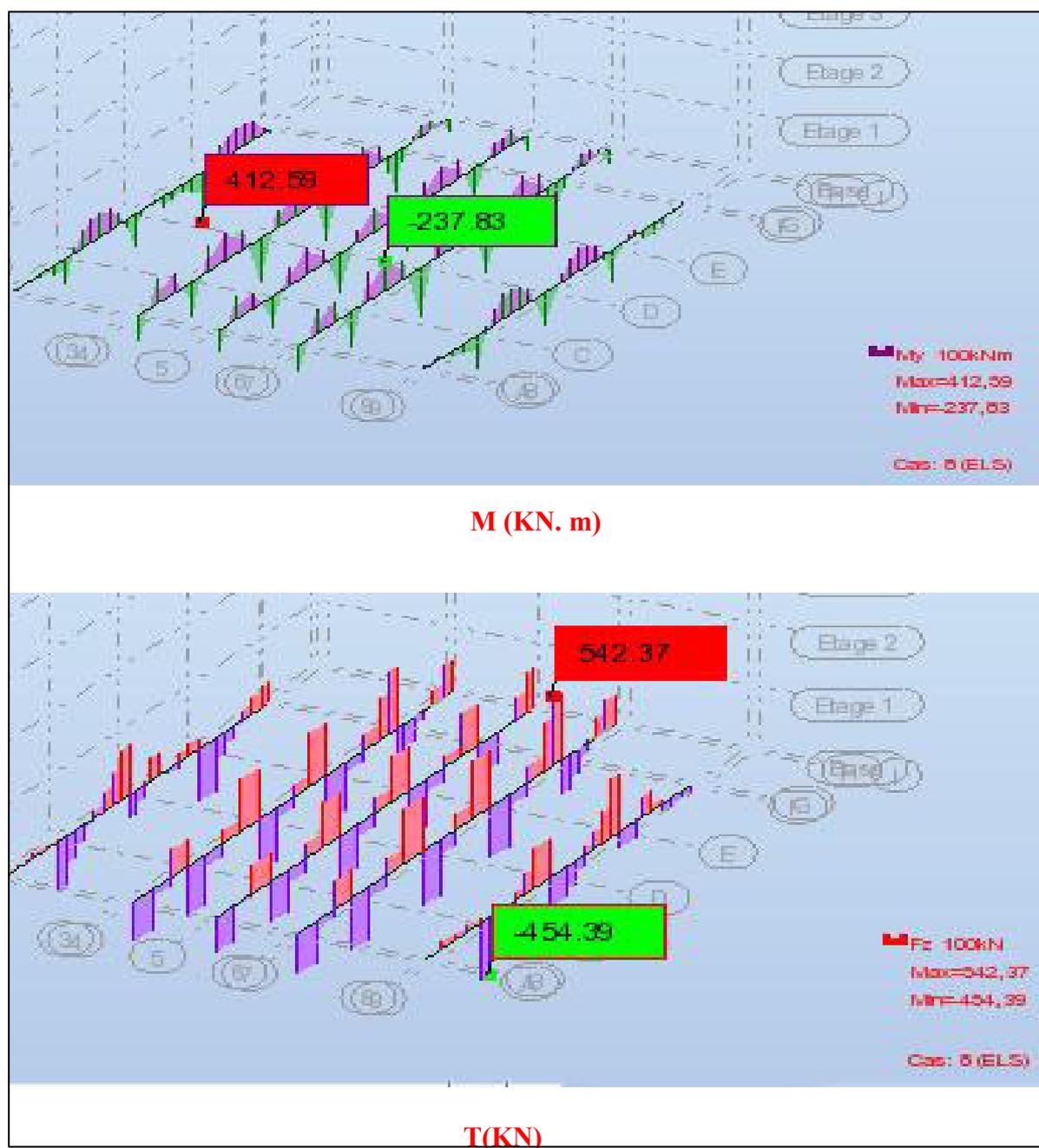


Fig.VI.07.sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS).

$$\begin{aligned}
 ELU & \left\{ \begin{array}{l} (X-X) : M_t = 608.59 \text{ KN.m} , M_a = 485.61 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 325.69 \text{ KN.m} , M_a = 564.48 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\
 ELS & \left\{ \begin{array}{l} (X-X) : M_t = 445.16 \text{ KN.m} , M_a = 353.28 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 237.83 \text{ KN.m} , M_a = 412.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

❖ Ferrailage de nervure a la ELU:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	485.61	0.110	0.146	0.94	19.79	22	22.24	2×4T16+4T14
	Travée	608.59	0.138	0.186	0.93	22.07	22	22.24	2×4T16+4T14
Y-Y	Appuis	353.28	0.080	0.104	0.95	14.24	22	22.24	2×4T16+4T14
	Travée	445.16	0.010	0.012	0.99	17.22	22	22.24	2×4T16+4T14

❖ Ferrailage de nervure a la ELS:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	353.28	0.093	0.122	0.951	16.62	22	25.14	4T20+4T20
	Travée	445.16	0.101	0.133	0.946	18.03	22	25.14	4T20+4T20
Y-Y	Appuis	412.59	0.021	0.025	0.99	3.5	22	25.14	4T20+4T20
	Travée	237.83	0.019	0.024	0.990	3.35	22	25.14	4T20+4T20

• Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
X-X	741.29	1.79	C.V
Y-Y	741.29	1.79	C.V

🔧 Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 55 \times 75 \times \frac{2,1}{400} = 4,98 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 55 \times 80 = 4,40 \text{ cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% 55 \times 80 = 22,00 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 8 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 40$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

-Schémas ferrailage de radier :

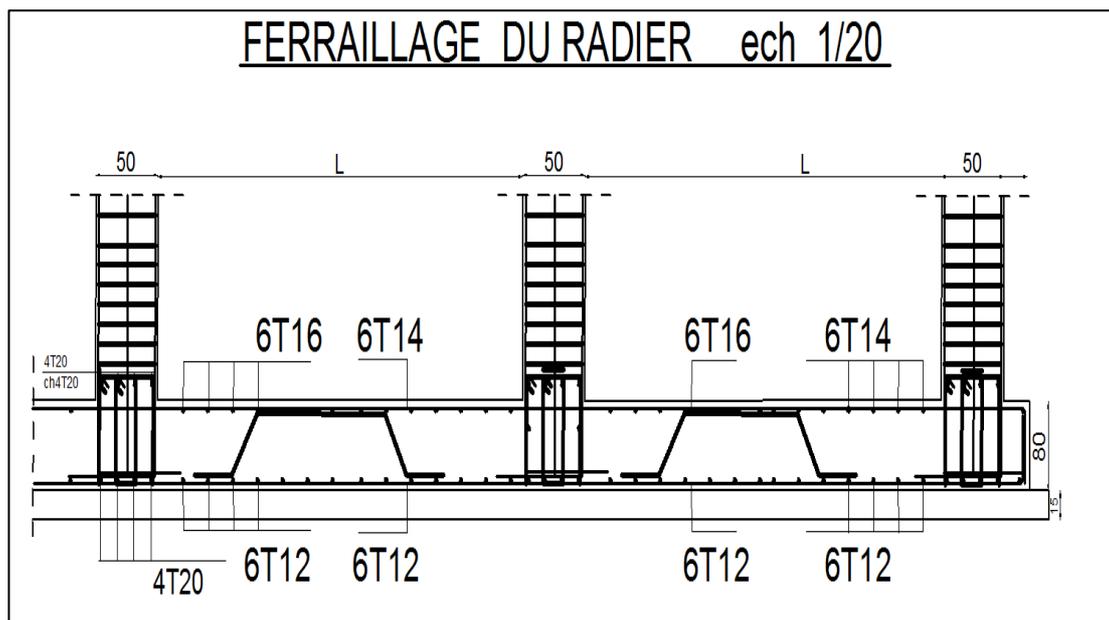


Fig.VI.08.ferrailage globale de radier.

-Ferrailage Nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y)

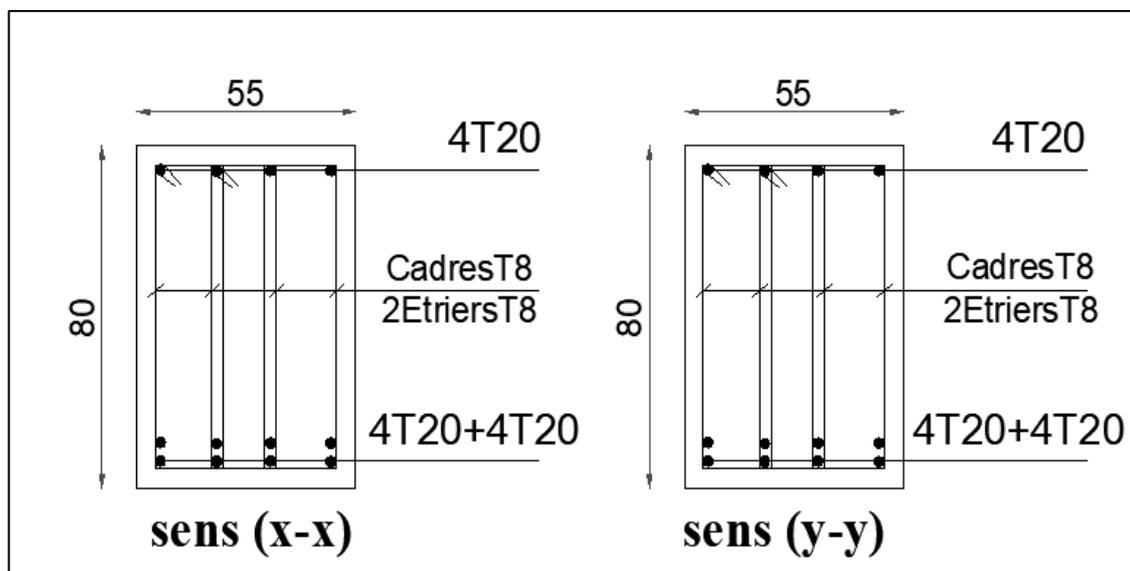


Fig.VI.09.Ferrailage Nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y).

-Ferrailage Nervure sur travers de sens (x-x) et sens (y-y)

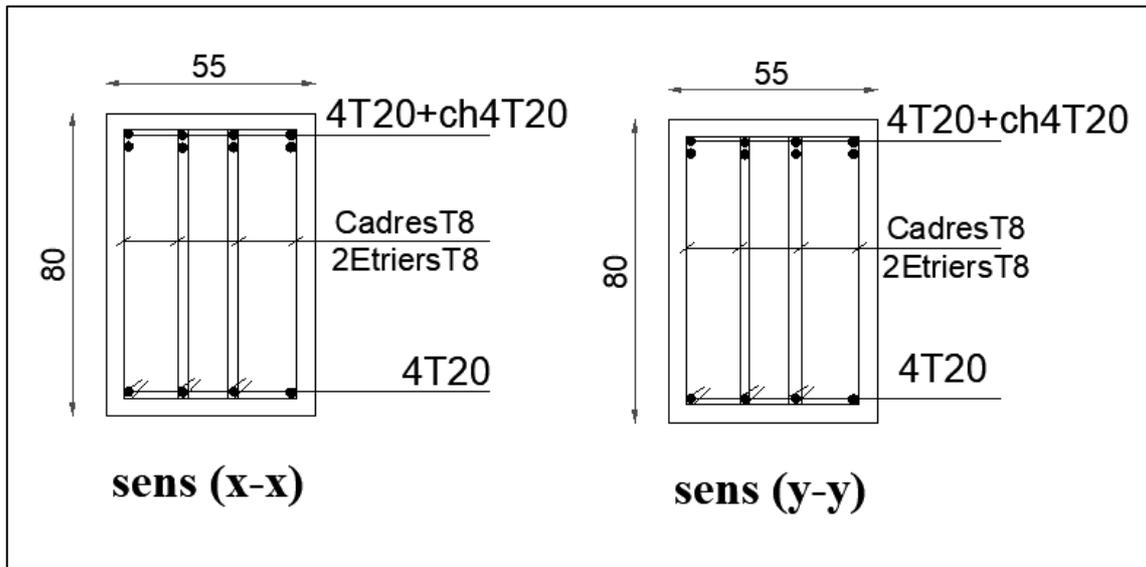


Fig.VI.10.Ferrailage Nervure sur travers de sens (x-x) et sens (y-y).

VI.6.Longrine

D'après les règlement RPA99 (art 10.1.1)

Les longrine (ou les dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN}$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site 3 ; zone II a $\rightarrow \alpha = 12$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont : $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ (site 3) .Soit : $B = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

1-Calcul des armatures longitudinales

1-1- E.L.U :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{3132.51}{12} = 261.05 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \quad (C.V)$$

$$A_s = \frac{261.05 \times 1000}{348 \times 100} = 7.5 \text{ cm}^2$$

1-2- Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,6\%B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}^{\text{RPA}}) = A_{\min}^{\text{RPA}} = 7.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14= 9.24 cm²

1-2-Condition de non fragilité : [6]

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des

armatures est A, on doit avoir : $A \geq B \frac{f_{tj}}{f_e}$

1-4- Vérification à L'E.L.S :

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{12} = \frac{2281.23}{12} = 190.1 \text{ KN}$$

La fissuration est préjudiciable, donc $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{190100}{924} = 162.59 \text{ KN}$$

$$\sigma = 169.59 \text{ MPa} < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

2-Les armatures transversales

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ (*fissuration est préjudiciable* (6))

▪ **L'espacement** : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \phi \ell)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 21)$$

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$.

-**Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

-**Ferraillage de Longrine**

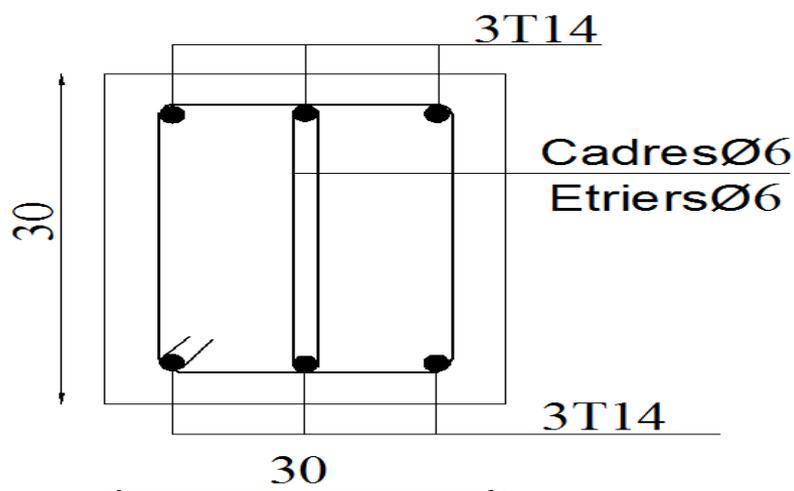


Fig.VI.11.ferraillage de longrine.

VI.7.Ladalle flottante

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

Mise en œuvre

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

1- Préparation du sol

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage., Compactage.
- Nivellement , Drainage.

2- Mise en place de terre pleine

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

3- Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

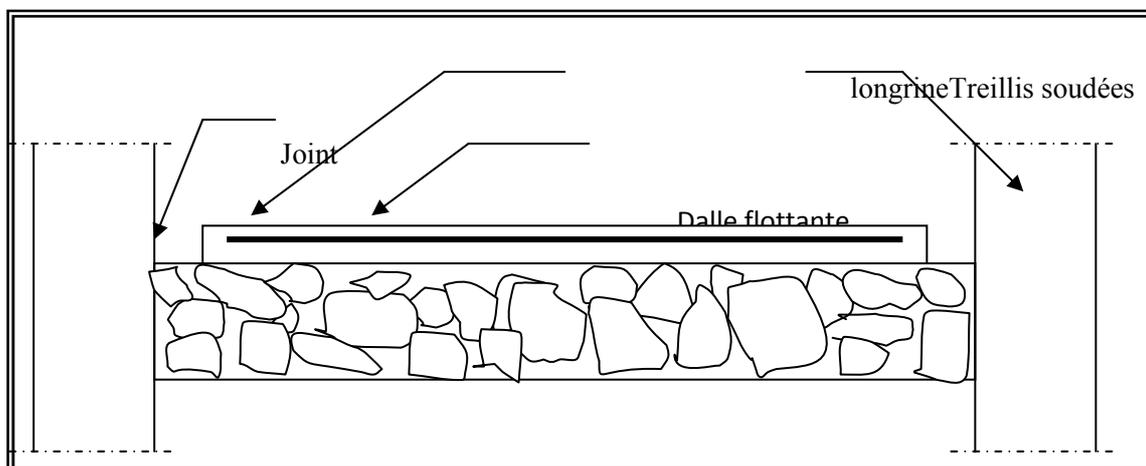
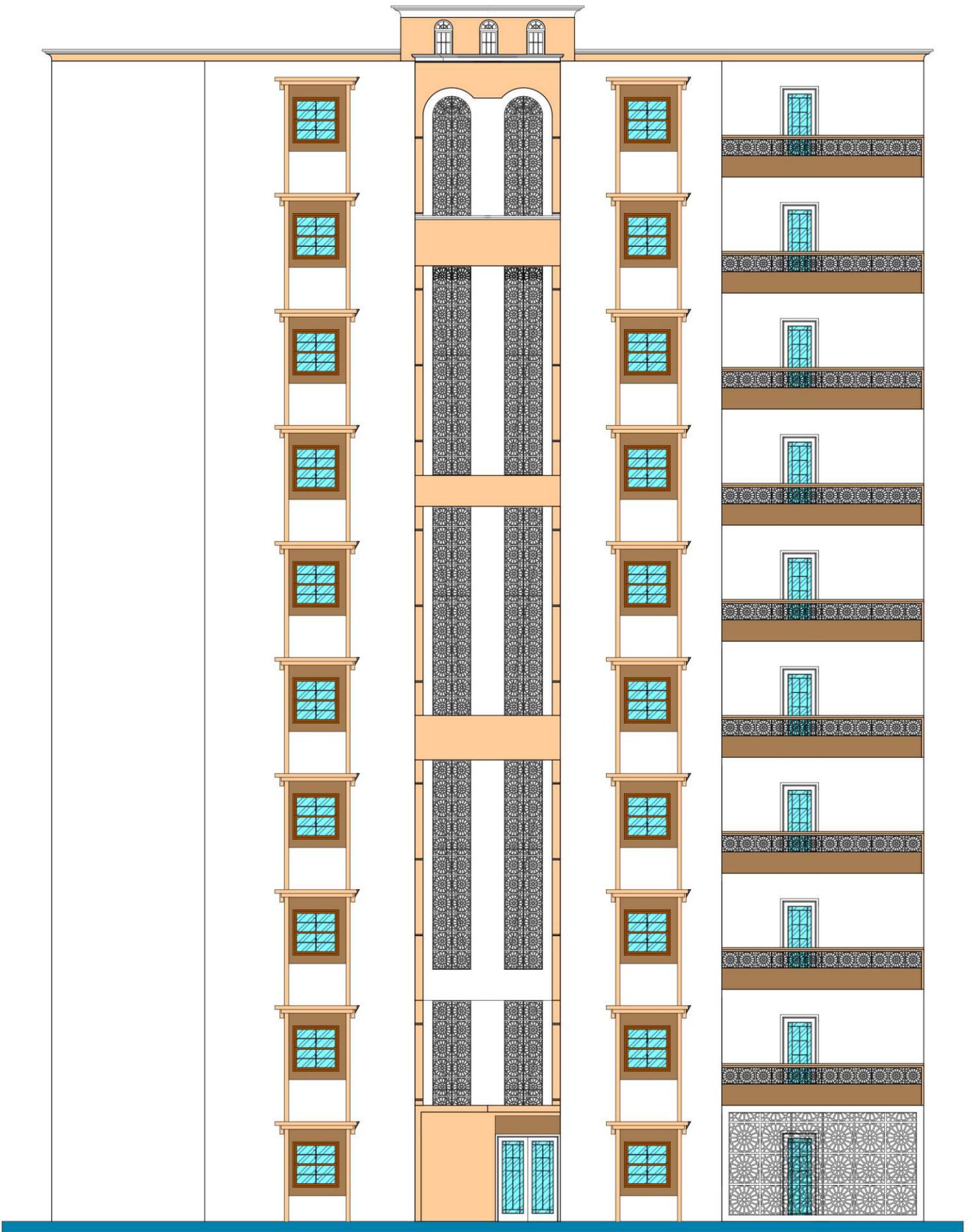
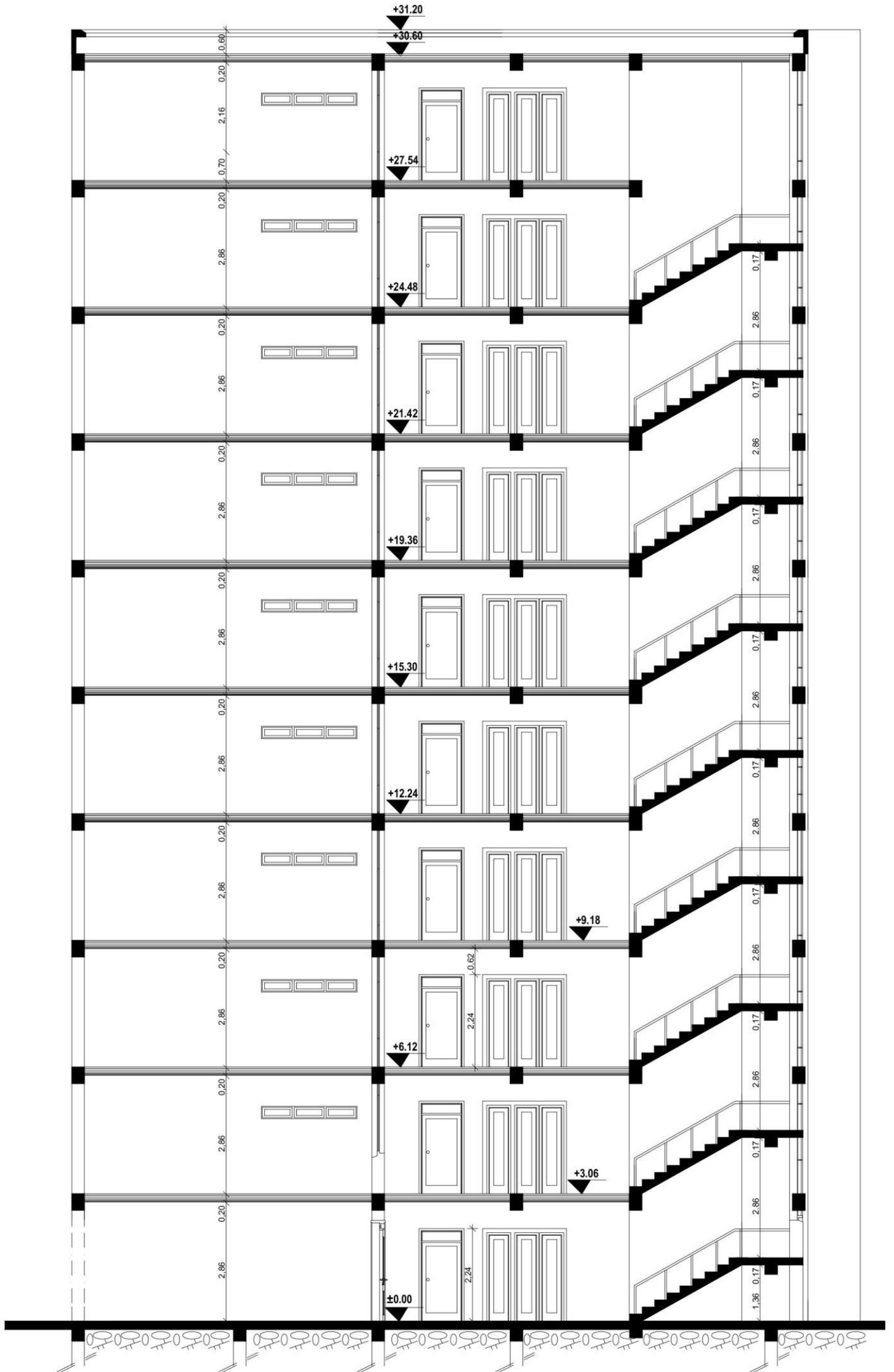


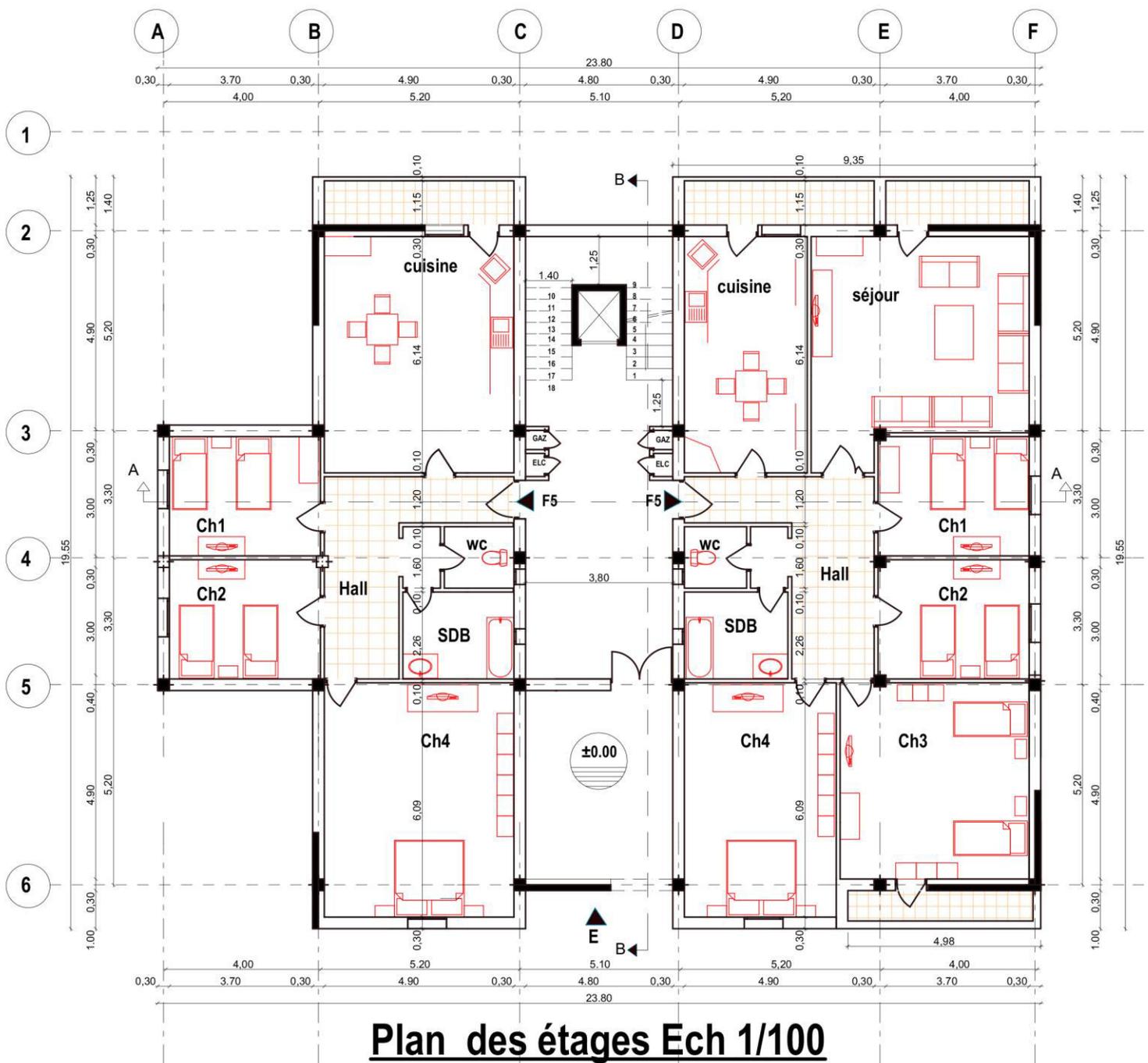
Fig.VI.12.schéma de la dalle flottante



FACADE PRINCIPALE ECH1/100



Coupe BB Ech 1/100



1-Introduction :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+9, composé d'un rez-de-chaussée et 9 étages à usage multiple. Il est implanté dans la wilaya de SETIF.

La structure du bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé.

L'ouvrage se situe dans une région classée en Zone IIa (wilaya de SETIF), de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 version 2003).

2- Description de l'ouvrage:

Le bâtiment à étudier est caractérisé par les données suivantes :

- Longueur totale : $L = 23.8 \text{ m}$
- Largeur totale : $B = 19.55 \text{ m}$
- Hauteur totale (sans l'acrotère) : $H = 30.6 \text{ m}$
- Hauteur RDC : $H_{\text{RDC}} = 3.06$
- Hauteur étage : $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$

b) Description technique du bâtiment :

. Les éléments structuraux

- ❖ **Les poutres** : ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue: les poutres principales, les poutres secondaires.
- ❖ **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- ❖ **Les voiles** : Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix de nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

. Les éléments secondaires

- ❖ **Les planchers** : ce sont des aires-généralement, planes destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
- ✓ **Les planchers en corps creux** : pour cette structure, tous les planchers des étages courants seront en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
- ✓ **Les planchers en dalle pleines** : ce sont des éléments plans, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure les balcons, les paliers des escaliers seront en dalle pleine.
- ❖ **la cage d'escalier** : elle permet l'accès du RDC jusqu'à la dernière étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire.
- ❖ **Local d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- ❖ **L'acrotère** : est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

c) Maçonnerie:

- **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à double parois dont l'épaisseur (10+15) cm séparée par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

3-Règle de calcul :

On utilise pour le calcul de projet le règlement suivant:

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL91)

4- Caractéristiques de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

➤ 4-1. Béton :

Le béton est un matériau qui est constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

La composition courante de 1m³ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPJ 425.
- 400 kg de sable $\phi \leq 5$ mm
- 800 kg de gravillons 7/15 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

4-1-1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa (j} \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{CBA93 (Art A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28 \text{ jours)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

4-1-2. Résistance du béton à la traction:

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad \text{CBA93 (Art A.1.2.1.2)}$$

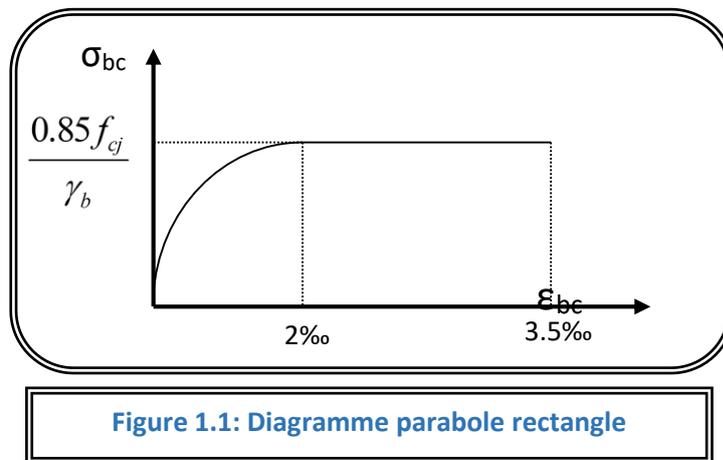
$$\text{Comme } f_{c28} = 25\text{MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

4-1-3. Contrainte limite:

a) Etat limite ultime :

- Contrainte ultime de béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant:



- $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$ avec :
- $\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$ Situation courante

b) Etat limite de service E.L.S

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on

peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

- $\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$
- Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

➤ 4-2. L'acier:

4-2-1. Définition:

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

Acier rond lisse RL:

Acier naturel feE24 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 235 MPa.
- ❖ a contrainte de rupture: 410 à 490 MPa.
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1.175%.

Acier naturel feE22 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 215MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1.075%

Acier de haute adhérence HA:

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE40 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 400MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 480MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1%

Treillis soudés : on trouve en rouleaux si ($\phi \leq 5\text{mm}$) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires pouvant aller 75, 100, 125, 150, 200, 250,300

4-2-2. Caractère mécanique:

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par $\langle f_e \rangle$

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

4-2-3. Déformations et contraintes de l'acier:

Notion d'état limite:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est tristement satisfaite.

Au-delà de ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle a été conçue.

Etat limite ultime (E.L.U): Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante, permis ceux-ci, on compte :

- ❖ La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- ❖ La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- ❖ La transformation de la structure en un mécanique déformable.
- ❖ L'instabilité de la forme au flambement.
- ❖ La détérioration par effet de fatigue.

4-2-4. Etat limite d'ouverture des fissures :

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion sont la déformation de la pièce

Cas où la fissuration est peut nuisible :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où :

Cas où la fissuration est préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause est exposés en intempéries comprises ou à des condensations où peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les normes suivantes :

-La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{cases} \quad (\text{MPa}).$$

η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration), dont la valeur est égale à 1 pour les ronds lissés y compris les treillis soudés est 1.6 pour les armatures à haute adhérence(HA)

f_{tj} : la résistance caractéristique a la traction du béton exprimée en Mpa.

η = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{haute adhérence} \end{cases}$$

Cas où la fissuration est très préjudiciable:

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposées à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à:

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{cases} \quad (\text{MPa}).$$

4-2-5. Diagramme déformation contrainte:

E.L.U : les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations ϵ_s de l'acier par le diagramme ci-dessous.

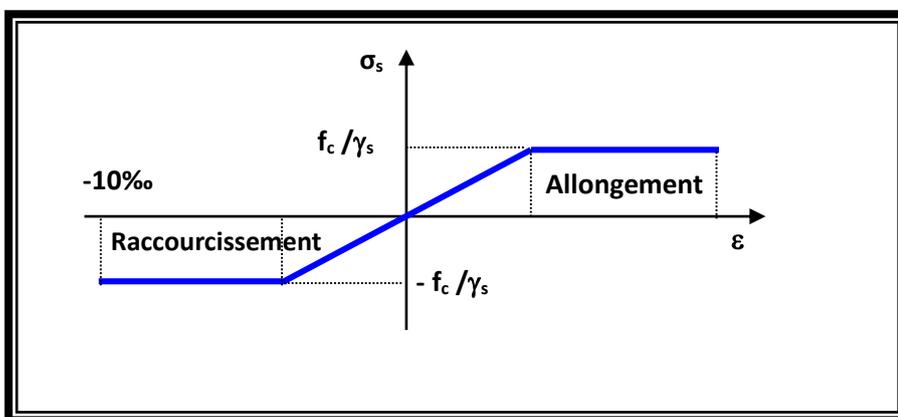


Fig 2: diagramme contrainte déformation d'acier

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur mode d'élaboration.

• À l'origine A : $\left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} ; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

• Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

f_e = limite élastique de l'acier

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1 : \text{situation accidentales} \\ 1.15 : \text{les autres cas} \end{array} \right\}$

E_s = module d'élasticité de l'acier

- L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 %

$$E_s = 2.105 \text{ MPa}$$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (comp).

E.L.S : afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

4-2-6. Actions et Sollicitations:

Les Actions :

Les actions sont les forces et dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

On distingue en ce moment :

- ❖ Les actions permanentes, notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable
Clans le tems .au varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite
- ❖ Les actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon
Importante dans le temps ;
- ❖ Les actions accidentelles, notées F A, provenant de phénomène rares, tels que séisme

Ou chocs.

Les sollicitations :

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et Efforts tranchants- résultat des actions

Principes et Justifications :

Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, à leurs valeurs nominales
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considérés

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (art A.3.B.A.E.L91) :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

- ❖ **Combinaison fondamentale** : lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i} Q_i$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5 \quad \text{dans le cas général}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,35 \quad \text{dans les cas particuliers (température ... etc.)}$$

- ❖ **Combinaisons accidentelle** : Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{21} \cdot Q_i$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_i$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum \Psi_{21} \cdot Q_i$ = valeur quasi permanente d'une autre action variable

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3,3) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

G_{max} = l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{min} = l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_1 = une action variable dite de base

Q_i = une action variable d'accompagnement ($i > 1$)

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (B.A.E .L91 article A 3,31).

Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3,4-B.A.E.L91) :

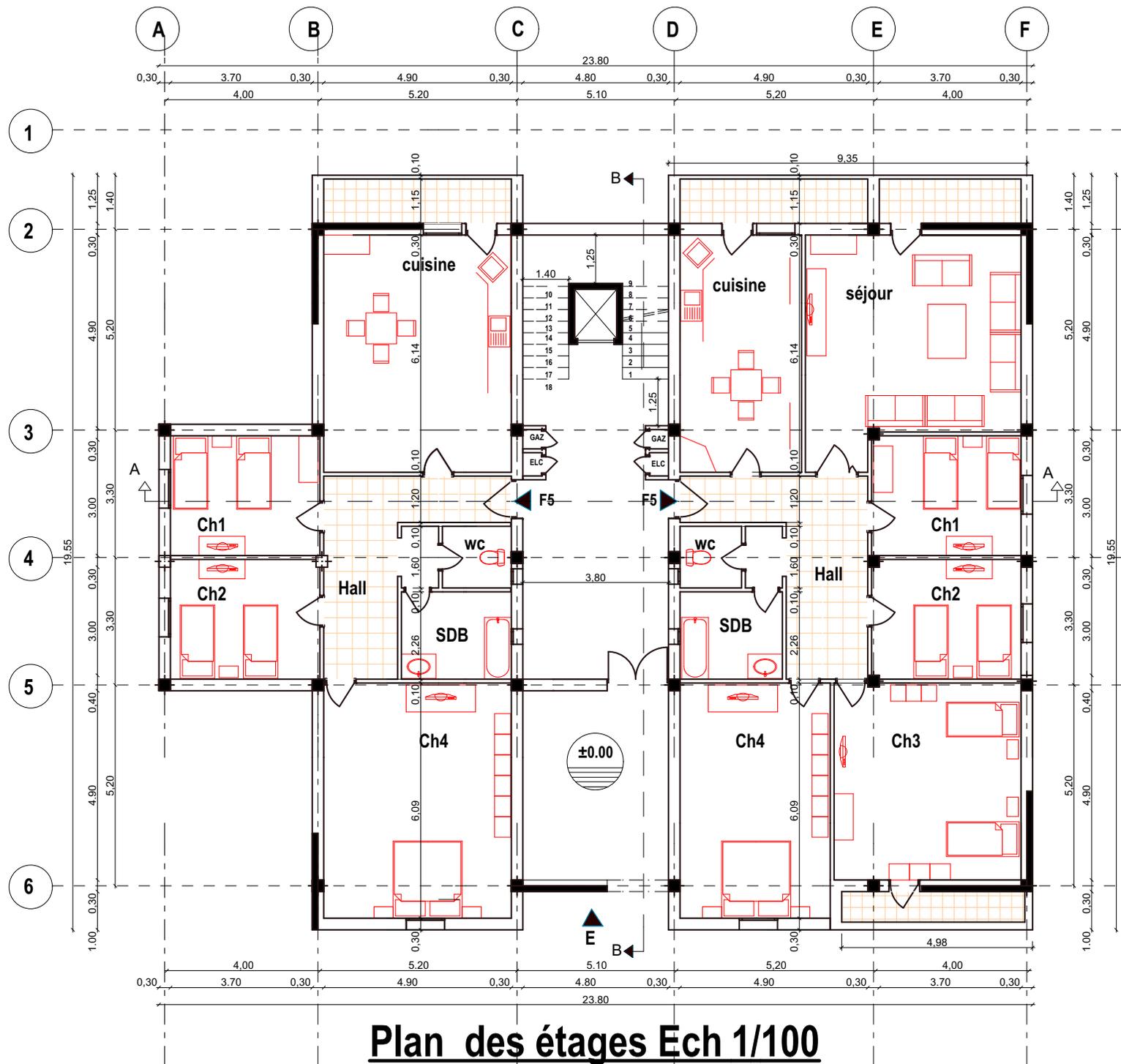
On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) :

Les sollicitations de calcul a considérer et la nature des justification a présenter sont Précisées a j'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91.

Conclusion ; Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

- L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :
 - RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
 - CBA93 (Code du Béton Armé).
 - BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
 - DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$.
- Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.



Plan des étages Ech 1/100



FACADE PRINCIPALE ECH1/100

