

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un Hôtel (R +8+un sous sol) contreventé par
un système mixte (Voile – Portiques)**

Présenté par :

M^r. HEOUCHAT Ilyes
M^r. ABDELLAOUI Faouzi
M^r. OUAZENE Fahem

Encadré par :

M^{elle}. BOUGHAMSA Wassila

2012-2013

Remerciement

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Nous tenons à remercier notre promotrice M^{elle} BOUGHZAMSA Wassila pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail

Nous remercions tous nos enseignants durant tout notre cursus

Comme nous tenons à remercier tout ceux qui de loin ou près ont contribués à finaliser ce modeste travail.

Introduction générale.

Chapitre I : Généralités :

I.1. Introduction.	01
I.2. description de l'ouvrage.	01
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage.	01
I.4. Règlementation et normes utilisés.	02
I.5. Méthodes de calcul.	02
I.6. Matériaux.	03
I.7. Actions et sollicitations.	07

Chapitre II : Pré dimensionnement :

II.1. Introduction.	10
II.2. Les planchers.	10
II.3. Pré dimensionnement des poutres.	14
II.4. Pré dimensionnement des voiles.	15
II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère.	15
II.6. Pré-dimensionnement des escaliers.	16
II.7. Evaluation des charges et surcharges.	21
II.8. Ascenseur	24
II.9. Pré-dimensionnement des poteaux	24
II.10. Conclusion	34

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

III.1. Introduction.	35
III.2. Les planchers.	35
III.3. Calcul de l'acrotère.	55
III.4. Etude des dalles pleines.	61
III.5. Etude des escaliers.	72
III.6. Etude de la poutre palière.	96
III.7. Etude de la poutre brisée	100
III.8. Etude de la dalle de l'ascenseur	104

Chapitre IV : Etude dynamique :

IV.1. Introduction.	112
IV.2. Etude de la structure au séisme.	112
IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques.	119
IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003	121
IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.	121
IV.6. Calcul des déplacements	122
IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	124
IV.8. Conclusion	125

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1. Étude des poteaux.	126
V.2. Etude des poutres.	134
V.3. Etude des voiles.	143

Sommaire

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :

VI.1. Choix du type des fondations.	151
VI.2. Les vérifications de types de fondations	151
VI.3. Ferrailage du radier	157
VI.4 Voile périphérique	164

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

Liste des figures

Chapitre I :

Fig. I.1 : la vue en 3D de la structure	01
Fig. I.2 : la résistance en fonction de l'âge du béton	04
Fig. I.3 : Diagramme des contraintes-déformations du béton	05
Fig. I.4 : Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU	07

Chapitre II :

Fig. II.1 : Plancher à corps creux	10
Fig. II.2 : La disposition des poutrelles	11
Fig. II.3. Schéma des poutrelles	12
Fig. II.4 : Dalle sur deux appuis	13
Fig. II.5 : Dalle sur trois appuis	13
Fig. II.6 : Dalle sur 4 appuis	13
Fig. II.7 : coupe verticale d'un voile	15
Fig. II.8 : l'acrotère de la terrasse accessible	16
Fig. II.9 : l'acrotère de la terrasse inaccessible	16
Fig. II.10 : Schéma de l'escalier	16
Fig. II.11:Vue en plan d'escalier à deux volées	17
Fig. II.12:Vue en plan d'escalier à trois volées	17
Fig. II.13:Vue en plan d'escalier tournant	18
Fig. II.14:Vue en plan d'escalier type 4	19
Fig. II.15:Vue en plan d'escalier tournant avec palier de repos	19
Fig. II.16.Vue en plan escalier issue de secours	20
Fig. II.17 : cage de l'ascenseur	24
Fig. II.18 : hauteur libre d'étage.	25
Fig. II.19 : schéma statique de la décente de charge	27
Fig. II.20 : La surface afférente	27

Chapitre III :

Fig. III.1 : Diagramme des moments fléchissant.	40
Fig. III.2 : Diagramme des efforts tranchants.	40
Fig.III.3. Schéma de ferrailage des poutrelles	54
Fig. III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	54
Fig. III.5:Schéma statique de l'acrotère	55
Fig. III.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère type 01	60
Fig. III.7 Schéma de ferrailage de l'acrotère type 2	61
Fig. III.8. Dalle sur 4 appuis	61
Fig. III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	65
Fig. III.10 : Schéma de ferrailage de la poutre noyée (Chevêtre)	66
Fig. III.11: Dalle sur trois appuis	66
Fig. III.12 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis	70
Fig. III.13 : Dalle sur deux appuis	70
Fig. III.14 ferrailage de la dalle sur 2 appuis	72
Fig. III.15. Schéma de ferrailage de la volée type1	79
Fig. III.16 schéma de ferrailage des volées 1 et 2	82
Fig. III.17 schéma de ferrailage de la volée3	86
Fig. III.18 schéma de ferrailage d'escalier quartier tournant	89

Liste des figures

Fig. III.19. schéma de ferrailage escalier tournant	92
Fig. III.20. Vue en plan escalier issue de secours	93
Fig. III.21. : Schéma statique de la poutre palière	96
Fig. III.22. Section creuse équivalente	97
Fig. III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière	99
Fig. III.24 le différent type de la poutre brisé	100
Fig. III.25. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	104
Fig. III.26. Cage de l'ascenseur	104
Fig. III.27 Schéma représentant la surface d'impacte	107
Fig. III.28. Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	111
Chapitre IV :	
Fig. IV.1 : La disposition des voiles	117
Fig. IV.2 : les modes de vibration	119
Chapitre V :	
Fig. V.1 : zone nodale	127
Fig. V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux	133
Fig. V.3 : Schéma de ferrailage des poutres	142
Fig. V.4 : Schéma de ferrailage de voile Vx3	149
Fig. V.5 : Schéma de ferrailage de linteau	150
Chapitre VI :	
Fig. VI.1 : Schéma de la semelle isolée.	152
Fig. VI.2: Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée	155
Fig. VII.3. Section à ferrailer	161
Fig. VI.4: Schéma de ferrailage de la dalle	163
Fig. VI.5. Ferrailage des nervures	164
Fig. VI.6 : Voile périphérique	165
Fig. VI.7 : Diagramme des contraintes.	165
Fig. VI.8: ferrailage du voile périphérique	168

Liste des tableaux

Chapitre I :

/

Chapitre II :

Tab II.1 : évaluation des charges du plancher terrasse accessible	21
Tab II.2 : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	21
Tab II.3 : évaluation des charges du plancher étage courant	21
Tab II.4 : évaluation des charges de la dalle pleine	22
Tab II.5 : évaluation des charges des murs extérieures	22
Tab II.6 : Evaluation des charges du palier	22
Tab II.7: Evaluation des charges du la volée	23
Tab II.8 : évaluation des charges de l'acrotère	23
Tab II.9: évaluation des charges de l'Ascenseur	24
Tab II.10: section des poteaux préalable	26
Tab II.11: descente de charge	28
Tab II.12: Vérification de la contrainte de compression du béton	32
Tab II.13 : Vérification au flambement	34

Chapitre III :

Tab III.1 : les différents types de poutrelle	37
Tab III.2 : charges revenants au différent type de poutrelles	38
Tab III.3 : Sollicitation du plancher étage courant	41
Tab III.4 : Sollicitation du plancher terrasse accessible	42
Tab III.5 : Sollicitation du plancher étage RDC et sous sol	42
Tab III.6 : Sollicitation du plancher étage terrasse inaccessible	43
Tab III.7 : sollicitations retenus pour le ferrailage	43
Tab III.8 : sollicitations maximales pour les autres niveaux	43
Tab.III.9 : ferrailage des différents étages	52
Tab III.10 : Combinaison d'action (acrotère type1).	56
Tab III.11 : Combinaison d'action (acrotère type2)	60
Tab III.12 : Résultats des calculs.	61
Tab III.13 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis	63
Tab III.14 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	67
Tab III.15 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis	71
Tab.III.16 : ferrailage la volé 1 et 2 (type 2)	79
Tab.III.17 : ferrailage de la volé 3 (type 2)	83
Tab III.18 : Le ferrailage de l'escalier courant étage 1 à étage 8 (deux volés)	87
Tab III.19 : Ferrailage Escalier RDC à étage 1 (tournant)	90
Tab.III.20 ferrailage la volé AB escalier issu de secoure	93
Tab III.21 : Calcul d'armature de la poutre palière	97
Tab III.22 : Calcul d'armature de la poutre brisée	101
Tab.III.23 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	105
Tab.III.24 : ferrailage de la dalle d'ascenseur	106
Tab III.25 : ferrailage de la dalle de la salle des machines	109

Liste des tableaux

Chapitre IV :

Tab IV.1 : Valeurs des pénalités Pq	113
Tab IV.2 : différents poids d'étages	114
Tab IV.3 : Résumé des résultats de calcul.	117
Tab IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticales	119
Tab IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	120
Tab IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	120
Tab IV.7 : Résumé des résultats	121
Tab IV.8 : Vérification des déplacements relatifs sens x-x	122
Tab IV.9 : Vérification des déplacements relatifs sens y-y	122
Tab IV.10 : Vérification des effets P- Δ	123

Chapitre V :

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	127
Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux	129
Tab V.3 : Résultats des Armatures longitudinale dans les poteaux	129
Tab V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux	130
Tab V.5 : Vérification des contraintes dans le béton	131
Tab V.6 : Vérification des sollicitations tangentes	131
Tab V.7 : vérification au flambement	132
Tab V.8 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.	136
Tab V.9 : Vérification de l'effort tranchant	137
Tab V.10 : Vérification de la flèche dans les poutres	138
Tab V.11 : Moment résistant dans les poteaux.	140
Tab V.12 : Vérification des zones nodales	141
Tab V.13 : ferrailage de voile Vx 1	145
Tab V.14 : ferrailage de voile Vx 2	145
Tab V.15 : ferrailage de voile Vx 3	146
Tab V.16 : ferrailage de voile Vy 3	146
Tab V.17 : ferrailage de trumeau Ty1 et Ty2	147
Tab V.18. Ferrailage longitudinal des linteaux	148

Chapitre VI :

Tab VI.1 : ferrailage de la dalle de radier	158
Tab VI.2 : Résumé des résultats.	159
Tab VI.3 : Sollicitations de la nervure dans le sens x-x	160
Tab VI.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens y-y	160
Tab VI.5 : Résumé des résultats.	161
Tab VI.6 : Résumé des résultats.	162
Tab VI.7 : Section des armatures du voile périphérique	166
Tab VI.8 : vérification des contraintes pour le voile périphérique	167

Introduction

Introduction

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

En effet, on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les Règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Pour cela, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Après une descente des charges et un pré dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique a été effectuée dans le but est de déterminer le bon comportement du bâtiment, ainsi que les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

De plus, un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble.
- Effet P- Δ .
- Etat limite des déplacements inter étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

Après dimensionnement de la structure, nous avons effectués un calcul de l'infrastructure et puis on a achevé notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralité

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. description de l'ouvrage

Le projet à étudier est un bâtiment **R+8 + un sous sol** (HOTEL) Implanté à **TICHY** dans la wilaya de **Bejaia** qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 **Art.3.2**) en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité

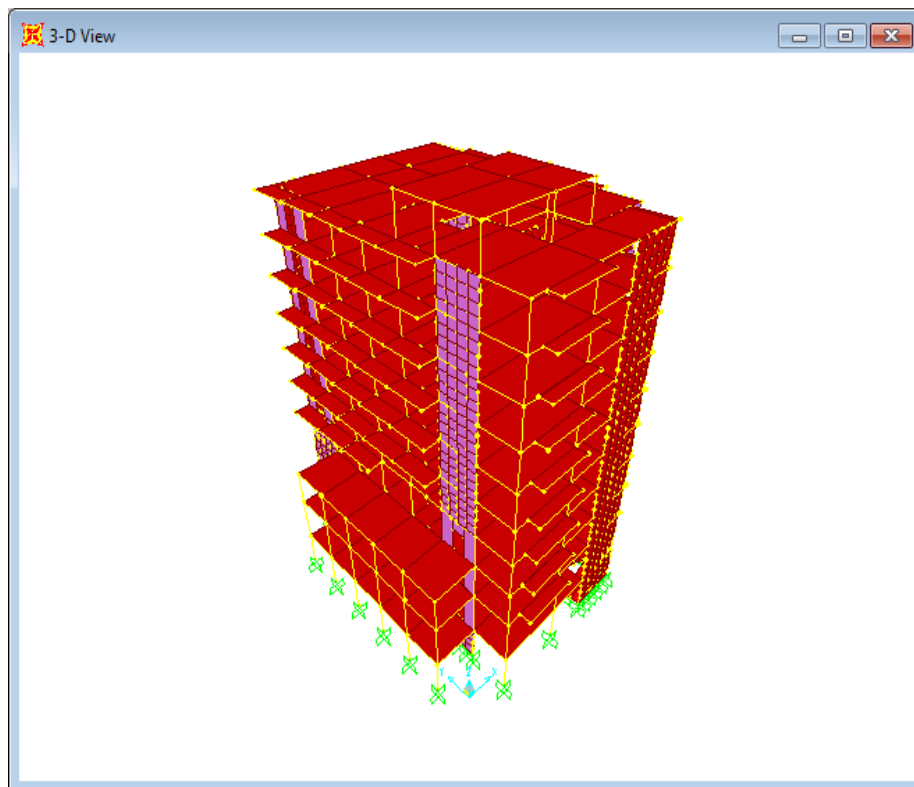


Fig. I.1.1a la vue en 3D de la structure

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristiques architecturales

- Hauteur total du bâtiment est $h_t=31.96$ m
- Hauteur de sous sol : $h_{ssol} = 3.06$ m
- Hauteur du RDC : $h_{RDC} = 4.08$ m
- Hauteur d'étage : $h_{étg} = 3.06$ m

- La longueur totale du bâtiment : $L = 24.55$ m
- La largeur totale du bâtiment : $l = 20.35$ m

I.3.2 Contreventement

Ossature : Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 17m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) **RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**

I.3.3 Éléments secondaires

Plancher : Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). on a les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux.

L'acrotère : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Escalier : Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armée coulés sur place .

Maçonnerie utilisés

- Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons séparés d'une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

L'ascenseur : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.4. Règlementation et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.5. Méthodes de calcul

1. Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.

- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

2. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.6. Matériaux

I.6.1. Béton

1. Définition

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible

2. Dosage pour 1m³du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ ld'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

3. Caractéristiques mécaniques

Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPa

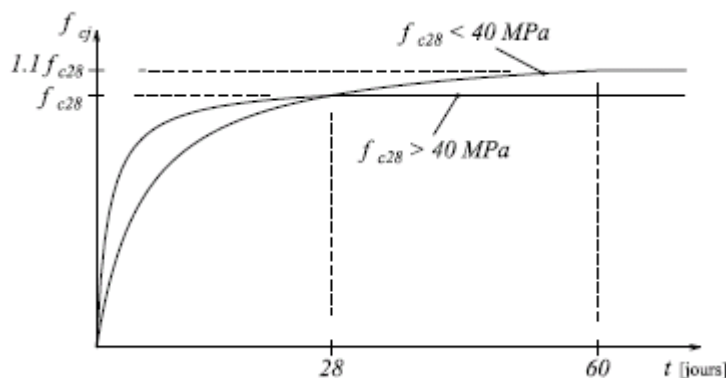


Fig. I.2 : la résistance en fonction de l'âge du béton

Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Module de déformation longitudinale du béton

a) A court terme E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

b) A long terme E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

• Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation

$$\text{longitudinale avec : } \begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

- **Le module de déformation transversale du béton G**

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

Diagramme contrainte déformation

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 & : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 & : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

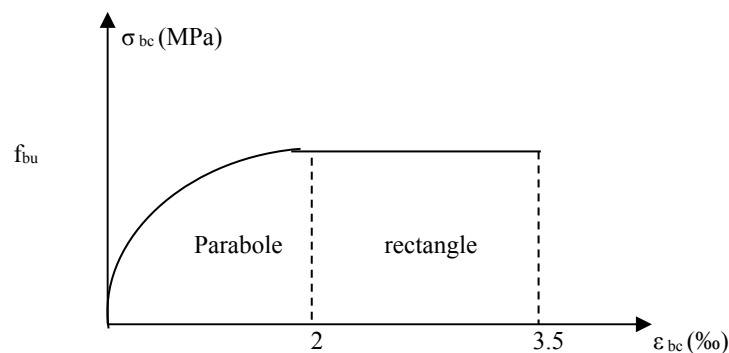


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

- **La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement du béton

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm.}$.

- **Cas de fissuration peu nuisible**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.6.2. Aciers

1. Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

2. Caractéristiques mécaniques des aciers

- à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour le cas de ce projet: $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

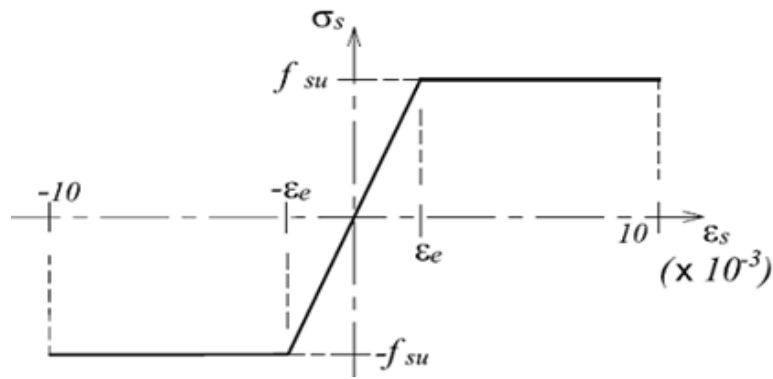


Fig. I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

- à E.L.S

- **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200 \text{ Mpa} ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

On adopte : $e = h - d$ avec $d = 0.9h$

I.7. Actions et sollicitations

I.7.1. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges climatiques.

Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

I.7.2. Les sollicitations: CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

1. Les combinaisons d'action:

a) Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art. A.3.3.21)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas général} \\ 1.35 & \text{Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de} \\ & \text{Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).} \end{cases}$$

b) Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

Chapitre II
Prédimensionnement
des éléments

II.1.Introduction :

Dans ce chapitre on va pré dimensionner les éléments de la structure selon les recommandations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR.

II.2. Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1 Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles
 Dans notre cas $L = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h \geq \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de : $h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{cases}$

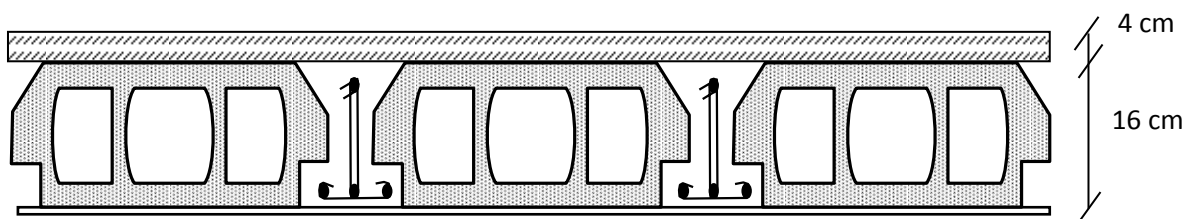


Fig. II.1 : Plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas on a disposé les poutrelles selon le premier critère (la plus petite portée).

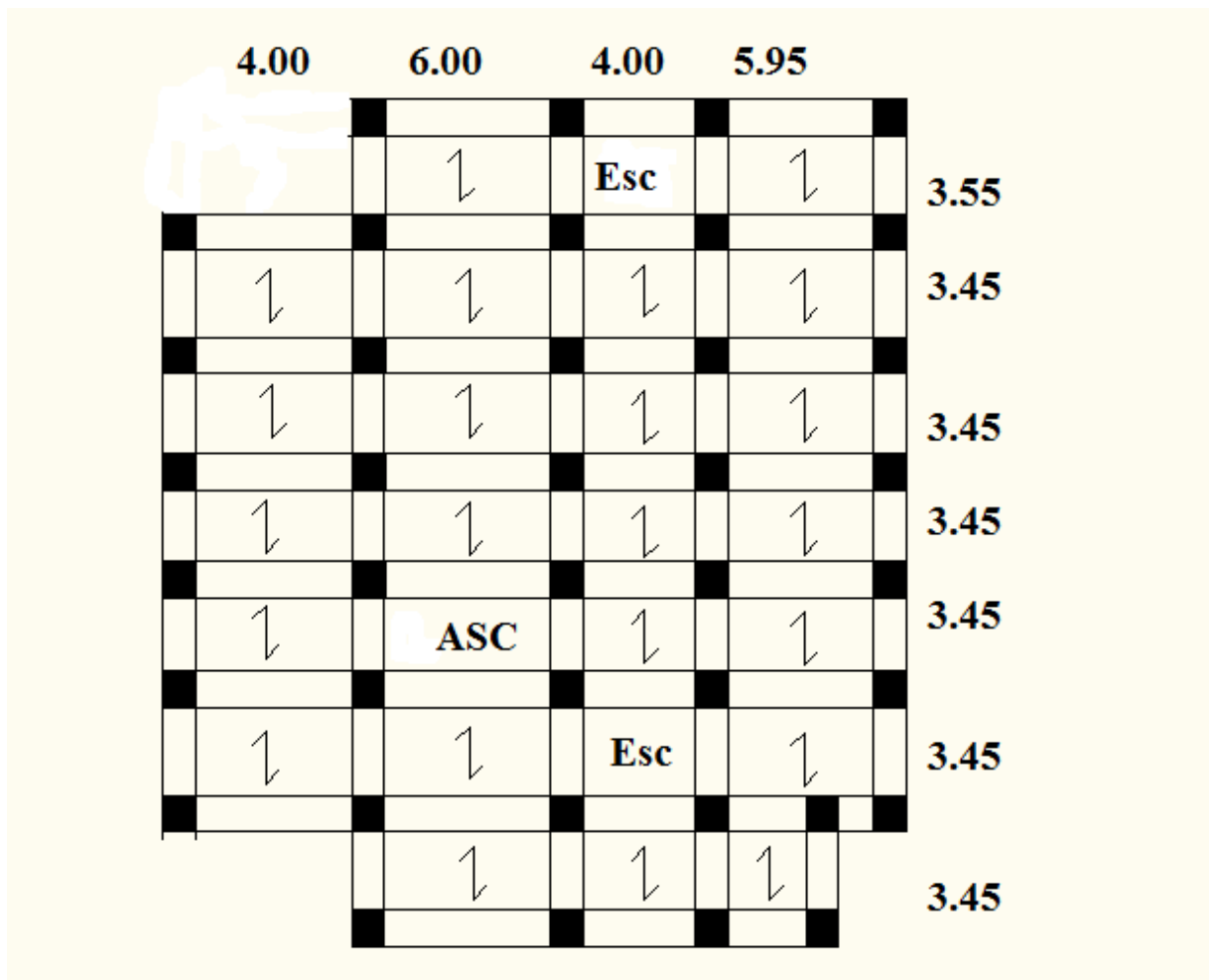


Fig. II.2 : La disposition des poutrelles

Pré dimensionnement

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$$

Soit : **$b_0 = 10$ cm**

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_x = 55 \text{ cm}, L_y = 325 \text{ cm}.$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}, \frac{325}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On opte pour : **$b = 65$ cm.**

II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a. résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu.

On admet que : **$e = 12$ cm.**

b. isolation phonique :

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **$e = 14$ cm**

c. Résistance a la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

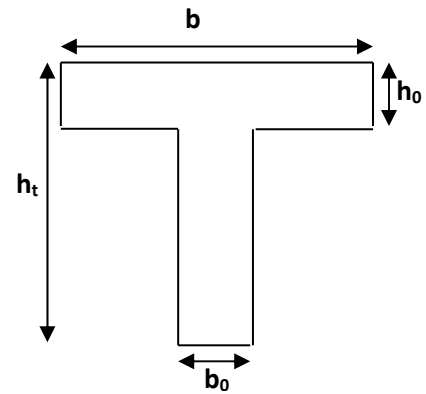


Fig. II.3. Schéma des poutrelles

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

- **Dalle sur 2 appuis :**
- Dans notre cas les dalles qui reposent sur deux appuis ont une portée (cas le plus défavorable) égale à :

$$L_x = 1.5\text{m} = 150\text{cm}.$$

On aura donc : $150/35 \leq e \leq 150/30$

Soit : $4.28\text{ cm} \leq e \leq 5\text{ cm}.$

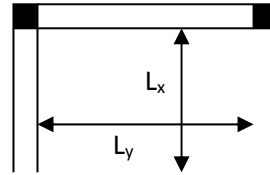


Fig. II.4 : Dalle sur deux appuis

- **Dalle sur 3 appuis :**

Dans notre cas les dalles qui reposent sur trois appuis ont une portée (cas le plus défavorable)

égale à :

$$L_x = 1.5\text{m} = 150\text{cm}.$$

On aura donc : $150/50 \leq e \leq 150/40$

Soit : $3\text{ cm} \leq e \leq 3.75\text{ cm}.$

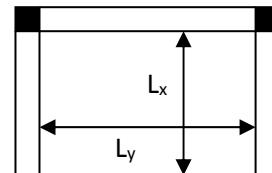


Fig. II.5 : Dalle sur trois appuis

- **Dalle sur 4 appuis :**

Dans notre cas les dalles qui reposent sur deux appuis ont une portée (cas le plus défavorable) égale à :

$$L_x = 3.25\text{ m} = 325\text{ cm}.$$

On aura donc : $325/35 \leq e \leq 325/30$

Soit : $9.28\text{ cm} \leq e \leq 10.83\text{ cm}.$

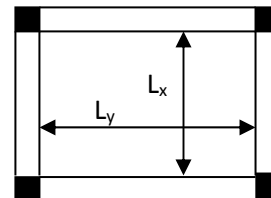


Fig. II.6 : Dalle sur 4 appuis

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14\text{ cm}$

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis on à deux types (poutres principales, poutres secondaires).

II.3.1. Les poutres principales

Selon le **BAEL91** le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 6 - 0.40 = 5.60 \text{ m} \rightarrow 37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = **(35×45) cm²**

- **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du **RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003)** qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.28\text{cm}$ c'est vérifiée.

II.3.2. Les poutres secondaires :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 355 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 325\text{cm} \Rightarrow 21.66\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = **(30 × 30) cm²**

- **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$c'est vérifiée.
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$c'est vérifiée
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1$ c'est vérifiée.

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

Si : h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

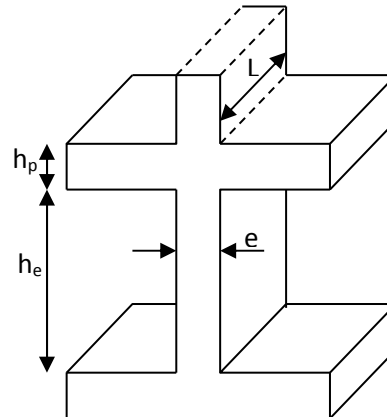


Fig. II.7 : coupe verticale d'un voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et la condition suivante :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right]$$

RPA99 (Article 7.7.1)

Pour le RDC : $h_e = 3,88 \text{ m} \Rightarrow e \geq 17,63 \text{ cm}$

Pour les étages courants : $h_e = 2,86 \text{ m} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$;

On adopte : $e = 20 \text{ cm}$.

II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

On a deux types d'acrotères dans notre structure :

Pour la terrasse accessible on prend $H = 100 \text{ cm}$.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60 \text{ cm}$

Les dimensions des deux acrotères sont indiquées sur les deux figures ci-dessous :

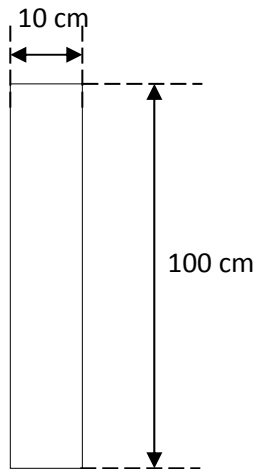


Fig. II.8 : l'acrotère de la terrasse accessible

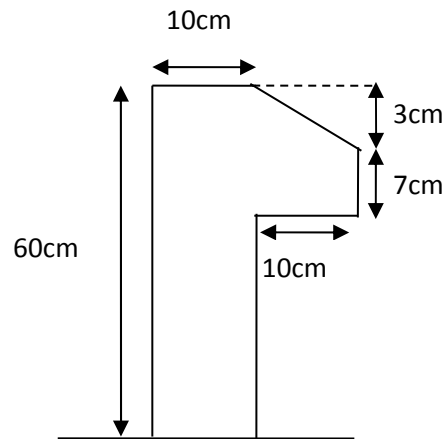


Fig. II.9 : l'acrotère de la terrasse inaccessible

II.6. Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

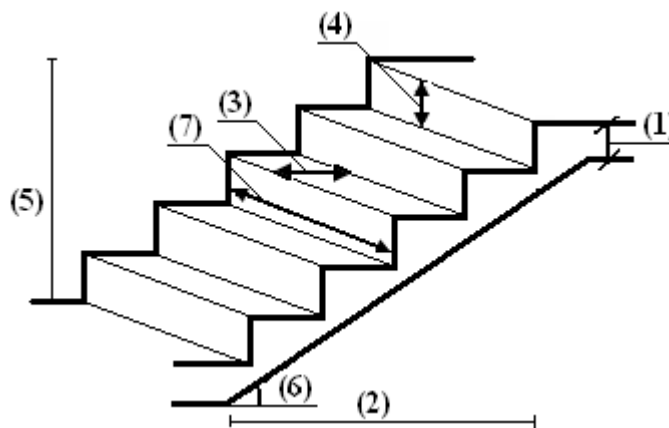


Fig. II.10 : Schéma de l'escalier

Notre projet présente plusieurs types d'escalier :

• **Type 1. escalier de sous sol à RDC (deux volées) :**

$H_0 = 1.53 \text{ m}$

$h = 17 \text{ cm}$

$g = 30\text{cm}$

Nombre de contre marche $n = H_0/h$

$n = 1.53/0.17 = 9$

$n = 9$ nombres de contre marches.

$n-1 = 8$ nombre de marches.

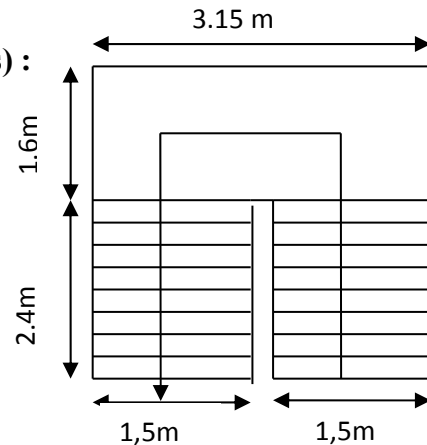


Fig. II.11: Vue en plan d'escalier à deux volées

Vérification de la relation de **Blondel** :

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

$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow$ vérifié

Épaisseur de la paillasse :

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ Condition de la flèche

$L = 4\text{m}$

Donc : $13.33\text{cm} < e < 20\text{cm}$

On opte: $e = 15 \text{ cm}$

L'angle α

$\text{tg} (\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg} (\alpha) = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$

• **Type 2. escalier de RDC à étage 1 (trois volées):**

$H_0 = 1.36 \text{ m}$

$h = 17 \text{ cm}$

$g = 30\text{cm}$

Nombre de contre marche $n = H_0/h$

$n = 1.36/0.17 = 8$

$n = 8$ nombres de contre marches.

$n-1 = 7$ nombre de marches.

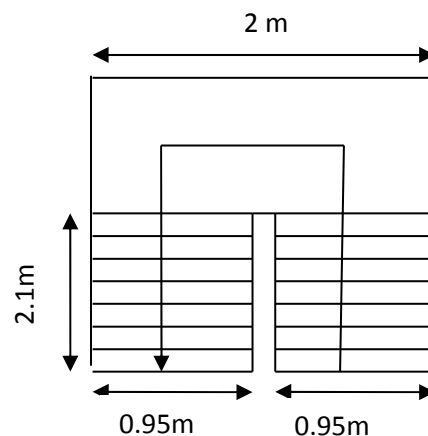


Fig. II.12: Vue en plan d'escalier à trois volées

Vérification de la relation de **Blondel** :

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

$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow$ vérifié

Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots \text{Condition de la flèche}$$

$L = 3.25 \text{ m}$

Donc : $10,83\text{cm} < e < 16.25\text{cm}$

On opte: $e = 15 \text{ cm}$

L'angle α

$$\text{tg} (\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg} (\alpha) = \frac{1.36}{2.1} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

• **Type 3. RDC à étage 1 (tournant) :**

$H = 4.08$

$h = 17 \text{ cm}$

$g = 30\text{cm}$

Nombre de contre marche $n = H_0/h$

$n = 4.08/0.17 = 24$

$n = 24$ nombres de contre marches.

$n-1= 23$ nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

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

$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow$ vérifié

Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots \text{Condition de la flèche}$$

$L = 3.15 \text{ m}$

Donc : $10.5\text{cm} < e < 15.75\text{cm}$

On opte: $e = 15 \text{ cm}$

L'angle α

$$\text{tg} (\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg} (\alpha) = \frac{1.2}{3.15} \Rightarrow \alpha = 20.85^\circ$$

• **Type 4. Escalier courant étage 1 à étage 8 (deux volées + un quartier tournant) :**

$H_0 = 1.36 \text{ m}$

$h = 17 \text{ cm}$

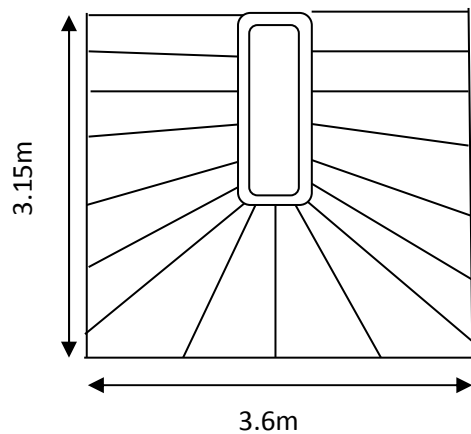


Fig. II.13:Vue en plan d'escalier tournant

$g = 30\text{cm}$

Nombre de contre marche $n = H_0/h$

$$n = 1.36/0.17 = 8$$

$n = 8$ nombres de contre marches.

$n-1 = 7$ nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

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

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow \text{vérifié}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L = 3.25 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 10,83\text{cm} < e < 16.25\text{cm}$$

On opte: $e = 15 \text{ cm}$

L'angle α

$$\text{tg} (\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg} (\alpha) = \frac{1.36}{2.1} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

• **Type 5. Escalier courant étage 1 à étage 8 (tournant) :**

$$H = 3.06$$

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

Nombre de contre marche $n = H/h$

$$n = 3.06/0.17 = 18$$

$n = 18$ nombres de contre marches.

$n-1 = 17$ nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

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

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow \text{vérifié}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L = 3.15 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 10.5\text{cm} < e < 15.75\text{cm}$$

On opte: $e = 15 \text{ cm}$

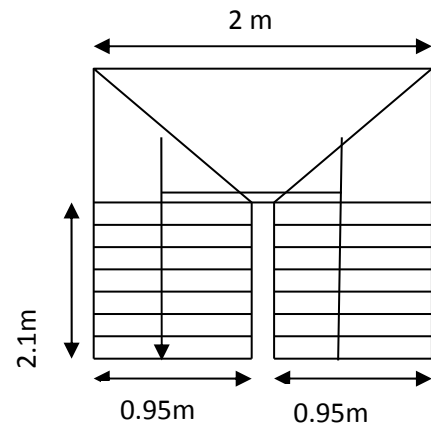


Fig. II.14: Vue en plan d'escalier type 4

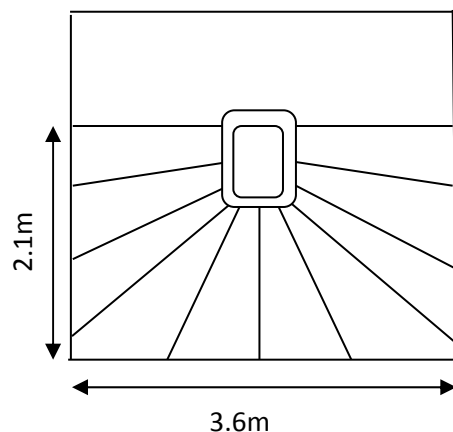


Fig. II.15: Vue en plan d'escalier tournant avec palier de repos

L'angle α

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{1}{2.2} \Rightarrow \alpha = 24.44^\circ$$

Type 6.escalier issue de secours :

Volée AB :

$$L=3\text{m} ; H=1.7 ; n=10 ; h=17\text{cm}$$

$$g=30\text{cm} ; a=29.53^\circ$$

Vérification de la relation de **Blondel** :

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

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow \text{vérifié}$$

Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots \text{Condition de la flèche}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 10\text{cm} < e < 15\text{cm}$$

$$\text{On opte: } e = 15 \text{ cm}$$

Volée DE :

$$L=60\text{cm} ; H=1.7 ; n=2 ; h=17\text{cm}$$

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

$$e=11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

Partie BCD :

$$\beta = 90/4 = 22.5^\circ, x = 1.1. \operatorname{Tan} \beta = 0.45\text{m}$$

$$y = 1.1 - 0.45 = 0.65\text{m}$$

Soit 3 marches avec $h = 0.17\text{m}$.

$$e = 11\text{cm}$$

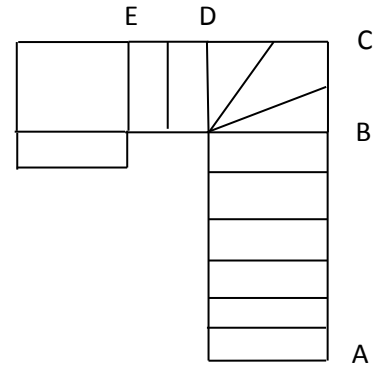


Fig. II.16. Vue en plan escalier issue de secours

II.7. Evaluation des charges et surcharges :**II.7.1. Planchers terrasses :**

- **La terrasse accessible :**

<i>N</i>	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
<i>1</i>	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
<i>2</i>	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
<i>3</i>	Forme de pente (15%)	0.10	22	2,2
<i>4</i>	Isolation thermique	0.04	4	0,16
<i>5</i>	Enduit en ciment	0.02	20	0,40
	Plancher à corps creux	(16+4cm)	14,25	2,85
Charge permanente totale				G = 6,13
Surcharge d'exploitation				Q = 1,5

Tableau II.1 : évaluation des charge du plancher terrasse accessible

- **Plancher terrasse inaccessible :**

<i>N</i>	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
<i>1</i>	Gravions roulé de protection	0.05	20	1
<i>2</i>	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
<i>3</i>	Forme de pente (15%)	0.10	22	2,2
<i>4</i>	Isolation thermique	0.04	4	0,16
<i>5</i>	Enduit en ciment	0.02	20	0,40
	Plancher à corps creux	(16+4 cm)	14,25	2,85
Charge permanente totale				G = 6,73
Surcharge d'exploitation				Q = 1

Tableau II.2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible**II.7.2. Plancher étage courant**

<i>N</i>	Désignation des éléments	épaisseur	Densité	Poids
<i>1</i>	Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
<i>2</i>	Mortier de pose	0.02	20	0,40
<i>3</i>	Lit de sable	0.02	18	0,36
<i>4</i>	Enduit en ciment	0.02	20	0,40
	Dalle en corps creux	(16+4 cm)	14,25	2,85
	Cloison de séparation	0.10	9	0,9
Charge permanente totale				G = 5,35
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

Tableau II.3 : évaluation des charge du plancher étage courant

Remarque :

la charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ sauf pour RDC et sous sol $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

II.7.3. Dalle pleine :

N	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4,86
Surcharge d'exploitation				Q = 3,50

Tableau II.4 : évaluation des charges de la dalle pleine**II.7.4. Murs extérieurs :**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2,85

Tableau II.5 : évaluation des charges des murs extérieures**II.7.5. Les escaliers**

- **Palier**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle en BA	0.15	25	3,75
Enduit ciment	0.02	20	0,40
Charge permanente totale			G = 5,35
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau II.6 : Evaluation des charges du palier

- Volée :

N	Description	Poids "G" (KN/m ²)
1	Paillasse	$0,15 \times 25 \times 1 / \cos 32,92 = 4,46$
2	Marches	$22 \times 0,17/2 = 1,87$
3	Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,40$
4	Carrelage (granito)	$0,02 \times 20 = 0,4$
5	Garde corps	0,60
6	Enduit de plâtre	$0,02 \times 10 = 0,20$
		G = 7.93
		Q = 2.5

Tableau II.7: Evaluation des charges du la volée

II.7.6. Acrotère :

Désignation des éléments	épaisseur cm	Surface m ²	Densité KN/m ³	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère type1	10	0,1	25	2,5
Poids propre de l'acrotère type2	10	0,0685	25	1,71
Enduit de ciment intérieur	2	0,014	20	0,28
Enduit de ciment extérieur	2	0,0105	20	0,21
Charge permanente totale	G _{type1} =2,99KN/ml G _{types2} =2,2KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

Tableau II.8 : évaluation des charges de l'acrotère

II.8. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Les caractéristiques :

- V=1m/s → vitesse de levage.
- P_m =15kn : charge due à la salle de machine.
- D_m =82 kn : charge due au poids propre de la l'ascenseur.
- F_c =102 kn : charge due à la rupture des cables.
- Course maximale = 37,36 m.
- Bs*Ts =180*210 dimensions de la gaine.

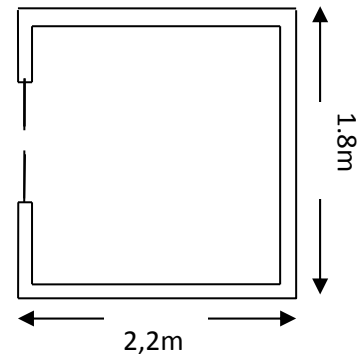


Fig. II.17 : cage de l'ascenseur

Poids de 08 personnes = 630 kg.

$P = 15 + 82 + 6,3 = 103,3 \text{ kn.}$

La dalle de la cage de l'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui lui revienne (machine + ascenseur).

Soit l'épaisseur de la dalle $e = 16 + 4 = 20\text{cm}$

II.8.1. Evaluation des charges et des surcharges :

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S = L_x \times L_y$ $= 2.2 \times 1.8$	$G_2 = F_c / S$ $= 102 / 3.96$	$G = G_1 + G_2$ $= 5.88 + 25.757$
$G_1 = 5.88 \text{Kn/m}^2$	$S = 3.96$	$G_2 = 25.757$	$G = 31.637$

Tableau II.9: évaluation des charges de l'Ascenseur

Les charges d'exploitation est : $Q = 1 \text{KN/m}^2$

II.9. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

a. Resistance à la compression :

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{cases}$$

RPA99 (Art 7.4.1)

b. Stabilité de forme (flambement)

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93(Article B.8.4.1)

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; \quad B_r = (h - d) \times (b - d)$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

λ : L'élancement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

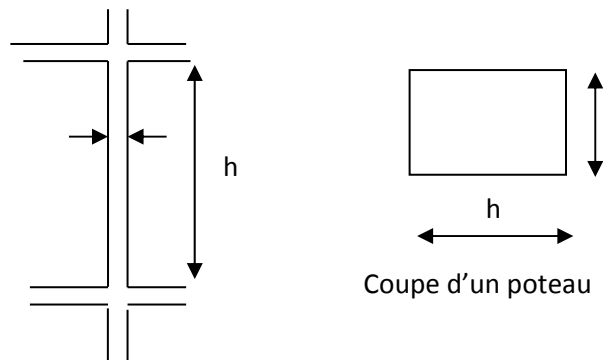


Fig. II.18 hauteur libre d'étage.

N_u : l'effort normal de compression à ELU

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

étages	Sous sol+RDC	1et2 ^{ème}	3,4 et 5	6,7,8et terrasse
Section(b×h) cm ²	55x55	50x50	45x45	40x40

Tableau II.10: section des poteaux préalable.

II.9.1 Descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

NB : nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

- **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$.

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, cette loi revient à prendre :

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+1.9*Q$.
- Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+2.70*Q$.
- Sous le troisième étage (i=4) : $Q_0+3.40*Q$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2} * Q$.

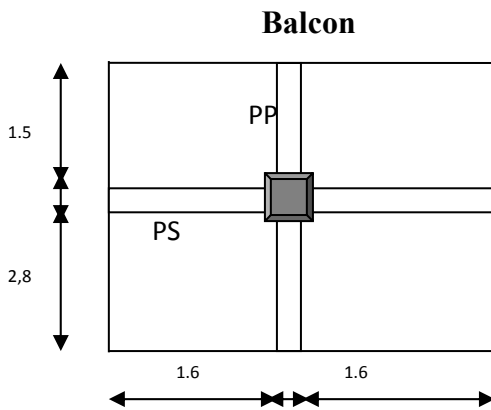
a. Poteaux de rive:

Fig. II.20 : La surface afférente

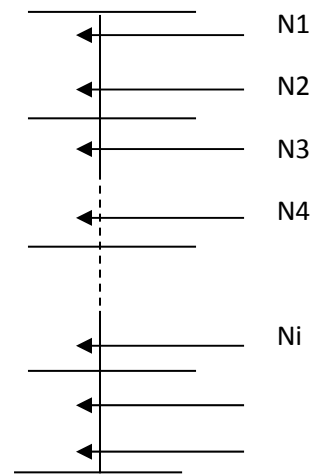


Fig. II.19 : schéma statique de la décente de charge

L'acrotère:

$$G_A = 2.99 \times 3.55 = 10.61 \text{ KN.}$$

Plancher Terrasse :

$$G_T = 6.13 \times 8.96 + 4.2 \times 4.86 = 70.61 \text{ KN.}$$

$$Q_T = 1 \times 8.96 + 3.5 \times 4.2 = 23.66 \text{ KN.}$$

Plancher étages courants 2 à 8:

$$G = 5.35 \times 8.96 + 4.2 \times 4.86 = 68.34 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 8.96 + 3.5 \times 4.2 = 28.14 \text{ KN}$$

Plancher étages 1 :

$$G = 5.35 \times 14.72 = 78.75 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 14.72 = 22.08 \text{ KN}$$

Planche sous sol et RDC :

$$G = 5.35 \times 14.72 = 78.75 \text{ KN}$$

$$Q = 4 \times 14.72 = 58.88 \text{ KN}$$

Poutres :

$$G_p = G_{PP} + G_{PS}.$$

$$G_p = 25 \times 0.35 \times 0.45 \times (1.5 + 2.8) + 25 \times 0.3 \times 0.3 \times (1.6 + 1.6) = 24.13 \text{ KN. (étage 2 à 8)}$$

$$G_p = 25 \times 0.35 \times 0.45 \times (1.8 + 2.8) + 25 \times 0.3 \times 0.3 \times (1.6 + 1.6) = 25.31 \text{ (sous sol, RDC et étage 1).}$$

Mur de façade :

$$G_M=2.85*3.2*2.86=26.08\text{KN (Etage 1 à 8 et sous sol)}$$

$$G_M=2.85*3.2*3.88=35.38\text{KN (R.D.C).}$$

Poteaux :

- Sous sol : $G_p=25*0.55*0.55*3.06=23.14\text{KN.}$
- RDC : $G_p=25*0.55*0.55*4.08 =30.85\text{KN.}$
- Etage 1 & 2 : $G_p=25*0.5*0.5*3.06=19.12\text{KN.}$
- Etage 3 à 5 : $G_p=25*0.45*0.45*3.06=15.19\text{KN.}$
- Etage 6 à 8 : $G_p=25*0.40*0.40*3.06=12.24\text{KN.}$

On représente les résultats dans le tableau suivant:

Niveau	Elément	G (KN)	Q(KN)
N1	Acrotère	10.61	$\Sigma=23.66$
	Plancher terrasse	70.61	
	Poutre	24.13	
		$\Sigma=105.35$	
N2	N1 poteau	105.35	$\Sigma=23.66$
		12.24	
		$\Sigma=117.59$	
N3	N2 Plancher courant	68.34	23.66
	Poutre	24.13	28.14
	Mur	26.08	$\Sigma=51.8$
		$\Sigma=236.14$	
N4	N3 poteau	236.14	$\Sigma=51.8$
		12.24	
		$\Sigma=248.38$	
N5	N4 Plancher courant	248.38	$\Sigma=77.12$
	Poutre	68.34	
	Mur	24.13	
		26.08	
	$\Sigma=366.93$		
N6	N5 poteau	366.93	$\Sigma=77.12$
		12.24	
		$\Sigma=379.17$	
N7	N6 Plancher courant	379.17	$\Sigma=99.63$
	Poutre	68.34	
		24.13	

	Mur	26.08 $\Sigma=497.72$	
N8	N7 poteau	497.72 15.19 $\Sigma=512.91$	$\Sigma=99.63$
N9	N8 Plancher courant Poutre Mur	512.91 68.34 24.13 26.08 $\Sigma=631.46$	$\Sigma 119.32$
N10	N9 poteau	631.46 15.19 $\Sigma=646.65$	$\Sigma=119.32$
N11	N10 Plancher courant Poutre Mur	646.65 68.34 24.13 26.08 $\Sigma=764.9$	$\Sigma=136.2$
N12	N11 poteau	764.9 15.19 $\Sigma=780.09$	$\Sigma=136.2$
N13	N12 Plancher courant Poutre Mur	780.09 68.34 24.13 26.08 $\Sigma=898.64$	$\Sigma=150.27$
N14	N13 poteau	898.64 19.12 $\Sigma=917.76$	$\Sigma=150.27$
N15	N14 Plancher courant Poutre	917.76 78.75 25.31 $\Sigma=1021.82$	$\Sigma=159.1$
N16	N15 poteau	1021.82 19.12 $\Sigma=1040.09$	$\Sigma=159.1$
N17	N16 Plancher courant Poutre	1040.09 78.75 25.31 $\Sigma=217.98$	$\Sigma=217.98$

		$\Sigma=1145$	
N18	N17 poteau	1145 30.85 $\Sigma=1175.85$	$\Sigma=217.98$
N19	N18 Plancher courant Poutre	1175.85 78.75 25.31 $\Sigma=1279.91$	$\Sigma=276.86$
N20	N19 poteau	1279.91 23.14 $\Sigma=1303.05$	$\Sigma=276.86$

Tableau II.11: descente de charge.

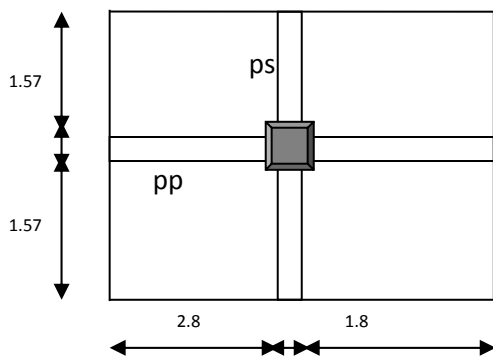
On trouve :

$G_{tot}=1303.05\text{KN}$. $Q_{tot}=276.86\text{KN}$.

Effort normal: $N_u=1.35 \times 1303.05 + 1.5 \times 276.86$.

$N_u=2174.4\text{KN}$

b.Poteau central:

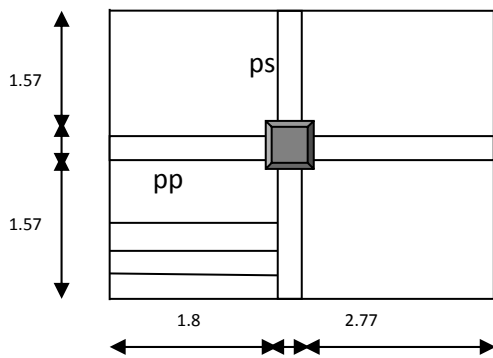


On procède de la même méthode que le poteau de rive. On trouve

$G_{tot} = 1209.98 \text{ KN}$; $Q_{tot} = 236.04 \text{ KN}$.

$N_u = 1.35 * 1209.98 + 1.5 * 236.04 = 1987.54\text{KN}$

C.Poteau de la cage d'escalier :



On procède de la même méthode que le poteau de rive. On trouve

$$G_{tot} = 1076.91 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{tot} = 175.85 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1.35 * 1076.91 + 1.5 * 175.85 = 1717.6 \text{ KN}$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau de rive ce qui implique que les autres poteaux seront dimensionnés avec l'effort ultime appliqué au ce dernier.

II.9.2. Vérification :

a. Vérification de la contrainte de compression du béton :

Selon le CBA93, l'effort N_u doit être majoré de 10%

$$N_u = 1.1 N_u = 2391.84 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $N_u / B \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots(1)$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$N_u / B \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow B \geq N_u / \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\Rightarrow B = 2391.84 / 15 \times 10^3 = 0.159 \text{ m}^2$$

Soit $B = 0.55 \times 0.55 = 0.302 \text{ m}^2$ condition (1) est vérifiée

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Niveau x	Nu	section s	Condition B > B calculé		Observatio n
			B	B calculé	
S soul et RDC	2391.84	55*55	0.302	0.159	Vérifiée
Etage 1 et 2	1807.04	50*50	0.25	0.12	Vérifiée
Etage 3,4et5	1383.16	45*45	0.202	0.092	Vérifiée
Etage 6,7,8et terrasse	690.31	40*40	0.16	0.046	Vérifiée

Tableau II.12: Vérification de la contrainte de compression du béton :

b.Vérification au flambement :

D’après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93 (Article B.8.2.1)

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l’élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

▪ **Vérification du poteau sous sol :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.61 = 1.827m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.302m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.302}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{1.827}{0.158} = 11.56 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.56}{35}\right)^2} = 0.83$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2391.84 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.131m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) \times 10^{-4} = 0.28m^2$$

$0.28 > 0.131$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Niveaux	Nu	Sections	Condition $Br > Br$ calcule		observation
			Br	Br calculé	
RDC + S sol	2105.8	55*55	0.28	0.117	vérifiée
Etage 1 et 2	1807.04	50*50	0.23	0.102	vérifiée
Etage 3,4 et 5	1383.16	45*45	0.18	0.076	vérifiée
Etage 6, 7 et 8	690.31	40*40	0.14	0.037	vérifiée
Terrasse	213.66	40*40	0.14	0.011	vérifiée

Tableau II.13 : Vérification au flambement :

II.10. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- **Poutres**

- ✓ Poutres principales : $35 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $30 \times 30 \text{cm}^2$.

- **Poteaux**

- ✓ Poteaux du RDC et SS : $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux d'étage 1 et 2 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 3 à 5: $40 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 6 et 7 : $35 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 8 et terrasse : $30 \times 30 \text{cm}^2$.

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

III.1.Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, l'acrotère et ainsi que l'ascenseur.

III.2 Les planchers

III.2.1Méthodes de calcul

- **La méthode forfaitaire**

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

- **Principe de la méthode forfaitaire**

-Les moments fléchissant :

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

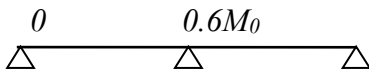
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

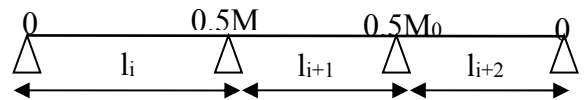
l_i : Portée de la travée.

En appuis:

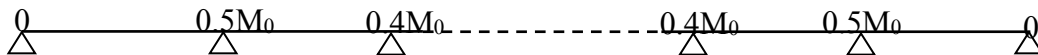
Cas de 02 travées :



cas de 03 travées :



• cas de plus de 03 travées :



-Les efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

• **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• **Principe de la méthode Caquot :**

- **Calcul des moments**

En appuis :
$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{(BAEL. Art. L.III,3)}$$

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge a droite et a gauche de la travée.

En travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

-Evaluation des efforts tranchants :
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

III.2.2. Etude des poutrelles :

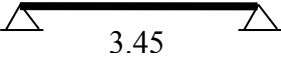
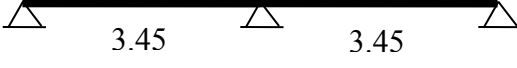

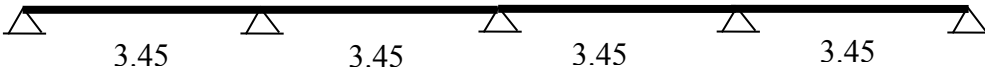
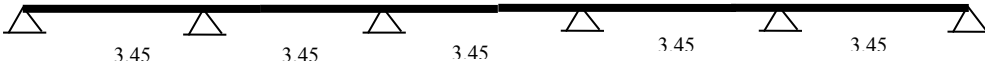
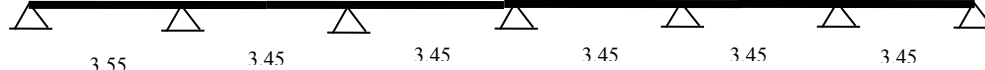
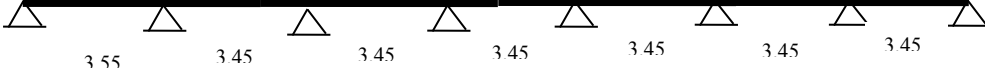
Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	
7 ^{ème} type	

Tableau III.1 : les différents types de poutrelle

III.2.3. Calcul des sollicitations

• Combinaison de charge :

ELU : $q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,65$ (kN/ml)

ELS : $q_s = (G + Q) \cdot 0,65$ (kN/ml).

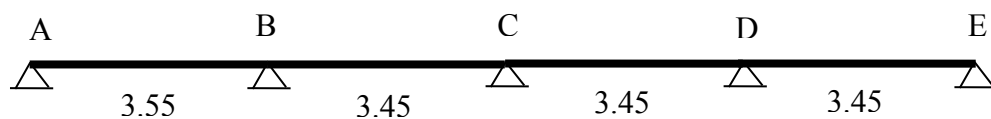
- **Détermination des charges :**

Le tableau ci-dessous présente les charges revenantes aux poutrelles pour les différents étages :

Nature	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	q _u (kN/ml)	Q _s (kN/ml)
Terrasse accessible	6.13	1	6.35	4.63
Terrasse inaccessible	6.73	1	6.88	5.02
Etages courant	5.35	1,5	6.15	4.45
Etages RDC et sous sol	5.35	4	8.59	6.07

Tableau.III.2 : charges revenants au différent type de poutrelles

- **Exposé un cas de calcul: Poutrelle type 3 (RDC) :**



- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$Q < 5\text{KN/m}^2$ Vérifiée.

- $0.8 < (3.55 / 3.45) = 1.02 < 1.25$ Vérifiée.

Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

- Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 13.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 12.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 12.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_{04} = \frac{q_u L^2}{8} = 12.78 \text{ KN.m}$$

- Calcul les moments sur appuis :

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \text{Max} (M_{01}, M_{02}) = 0.5 M_{01} = 6.76 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \text{Max} (M_{02}, M_{03}) = 0.4 M_{03} = 5.11 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \text{Max} (M_{03}, M_{04}) = 0.5 M_{03} = 6.39 \text{ KN.m}$$

- Les Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.427$$

Travée AB :

$$(1) : M_t \geq 0.878 M_{01}$$

$$\Rightarrow M_t = 11.88 \text{ KN.m}$$

$$(2) : M_t \geq 0.664 M_{01}$$

Travée BC :

$$(1) : M_t \geq 0.928 M_{02} - 0.25 M_0$$

$$\Rightarrow M_t = 8.47 \text{ KN.m}$$

$$(2) : M_t \geq 0.564 M_{02}$$

Travée CD :

$$(1) : M_t \geq 0.678 M_{03}$$

$$\Rightarrow M_t = 8.66 \text{ KN.m}$$

$$(2) : M_t \geq 0.364 M_{03}$$

Travée DE :

$$(1) : M_t \geq 0.928 M_{04}$$

$$\Rightarrow M_t = 11.85 \text{ KN.m}$$

$$(2) : M_t \geq 0.664 M_{04}$$

-Les efforts tranchants :

$$\text{Travée AB : } V_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.59 \times 3.55}{2} = 15.24 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 16.76 \text{ KN}$$

$$\text{Travée BC : } V_c = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.59 \times 3.45}{2} = 14.81 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 16.29 \text{ KN}$$

$$\text{Travée CD : } V_C = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.59 \times 3.45}{2} = 14.81 \text{ KN}$$

$$V_D = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 16.29 \text{ KN}$$

$$\text{Travée DE : } V_E = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.59 \times 3.45}{2} = 14.81 \text{ KN}$$

$$V_D = 1.1 \times \frac{q_u L}{2} = 16.29 \text{ KN}$$

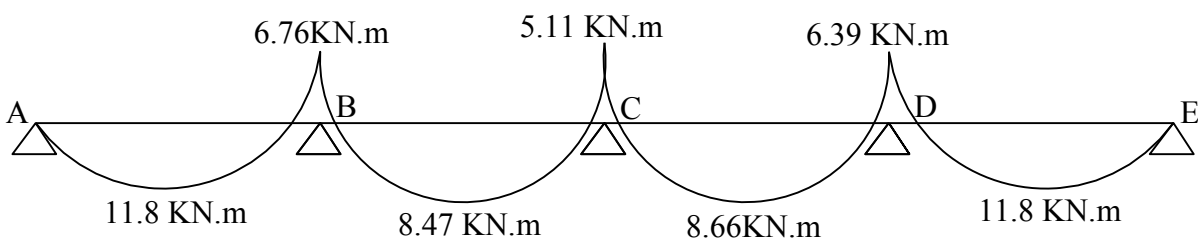


Fig. III.1 : Diagramme des moments fléchissant.

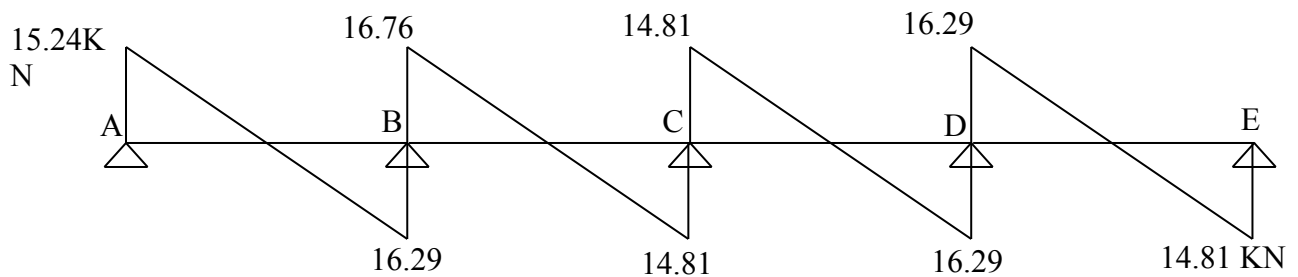


Fig. III.2 : Diagramme des efforts tranchants.

A P'ELS :

- Les moments isostatiques :

$$M_{01} = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = 9.03 \text{ KN.m}$$

- Les moments sur appuis :

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = 4.78 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 4.51 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées :

$$\text{Travée AB : } M_t = 8.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_t = 6 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_t = 6.1 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_t = 7.9 \text{ KN.m}$$

- Les efforts tranchants :

$$\text{Travée AB : } V_A = 10.8 \text{ KN} ; V_B = 11.9 \text{ KN}$$

$$\text{Travée BC : } V_C = 10.5 \text{ KN} ; V_B = 11.5 \text{ KN}$$

$$\text{Travée CD : } V_C = 10.5 \text{ KN} ; V_D = 11.5 \text{ KN}$$

$$\text{Travée DE : } V_E = 10.5 \text{ KN} ; V_D = 11.5 \text{ KN}$$

Tous les résultats sont dans le tableau suivant :

- **Plancher étage courant :**

$$q_u = 6.15 \text{ KN/m} ; q_s = 4.45 \text{ KN/m}$$

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{\text{appui (max)}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée (max)}}$ (KN.m)
Type 1	1.4	11.16	10.6	1	8.4
Type 2	5.5	7.1	12.2	4	5
Type 3	4.6	7.5	11.7	3.3	5.4
Type 4	4.9	7.9	12	3.5	5.7
Type 5	4.6	7.5	11.7	3.3	5.4
Type 6	4.9	7.9	12	3.5	5.7
Type 7	4.9	7.9	12	3.5	5.7

Tableau III.3 : Sollicitation du plancher étage courant

- **Plancher terrasse accessible :**

$$q_u = 6.35 \text{ KN/m} ; q_s = 4.63 \text{ KN/m}$$

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	M _{appui} (max) (KN.m)	M _{travée} (max) (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{appui} (max) (KN.m)	M _{travée} (max) (KN.m)
Type 1	1.4	11.8	11	1	8.6
Type 2	5.7	7.1	12.6	4.1	5.2
Type 3	5	8	12.4	3.7	5.8
Type 4	4.8	7.6	12.1	3.5	5.5
Type 5	4.8	7.6	12.1	3.5	5.5
Type 6	5	8	12.4	3.7	5.8
Type 7	5	8	12.4	3.7	5.8

Tableau III.4 : Sollicitation du plancher terrasse accessible

- **Plancher RDC et sous sol :**

$$q_u = 8.59 \text{ KN/m} ; q_s = 6.07 \text{ KN/m}$$

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	M _{appui} (max) (KN.m)	M _{travée} (max) (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{appui} (max) (KN.m)	M _{travée} (max) (KN.m)
Type 1	1.9	17	14.8	1.4	12
Type 2	7.7	10.6	17	5.4	7.5
Type 3	6.8	11.8	16.8	4.8	8.4
Type 4	6.4	11.2	16.3	4.5	7.9
Type 5	6.4	11.2	16.3	4.5	7.9
Type 6	6.8	11.8	16.8	4.8	8.4
Type 7	6.8	11.8	16.8	4.8	8.4

Tableau III.5 : Sollicitation du plancher étage RDC et sous sol

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$q_u = 6.88 \text{ KN/m} ; q_s = 5.02 \text{ KN/m}$$

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	M _{appui} (max) (KN.m)	M _{travée} (max) (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{appui} (max) (KN.m)	M _{travée} (max) (KN.m)
Type 2	6.1	7.7	13.6	4.5	5.6

Tableau III.6 : Sollicitation du plancher étage terrasse inaccessible

- **Sollicitations maximales retenues :**

Les sollicitations les plus défavorables pour les poutrelles d'étage RDC et le sous sol sont présentés dans le tableau suivant :

Désignation	ELU	ELS
Moments en travées (kN.m)	17	12
Moments en appuis de rives (kN.m)	2.4	1.69
Moments en appuis intermédiaires (kN.m)	7.7	5.4
Efforts tranchants (kN)	17	

Tableau.III.7 : sollicitations retenus pour le ferrailage.

- **Résultats des moments maximaux et efforts tranchants retenus :**

Les résultats obtenus des sollicitations les plus défavorables pour les autres niveaux sont présentés dans le tableau ci dessous :

Nature d'étage	Moments en travées		Moments en appuis intermédiaires		Moments en appuis de rives		Effort Tranchant
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
Terrasse inaccessible	7.7	5.6	6.1	4.5	1.53	1.12	13.6
	11.8	8.6	5.7	4.1	1.5	1.09	12.6
Terrasse accessible	11.16	8.4	5.5	4	1.45	1.05	12.2

Tableau.III.8 : sollicitations maximales pour les autres niveaux.

III.2.4. Ferrailage des poutrelles

- étages RDC et sous sol :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * (d - h_0 / 2) ;$$

Avec :

M_{tu} : est le moment équilibré par la table de compression

$d = 0.9 * h$: est la hauteur utile.

M_U : est le moment sollicitant de calcul.

- Si $M_{tu} > M_u$: la table n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table ce qui conduit au calcul d'une section ($b * h$)
- Si $M_u > M_{tu}$: l'axe neutre passe par la nervure se qui conduit au calcul d'une Section en T.

- Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort Tranchant

- Calcul des armatures longitudinal :

En travée :

On a:

$$M_U = 17 \text{ KN.m}$$

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 * h = 0.9 * 20 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * (0.18 - 0.04 / 2) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u$ alors, on calcul une section ($b * h$) = (65 * 20)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * x * f_{bu}} = \frac{0.017}{0.65 * 0.18^2 * 14.2} = 0.0568$$

$$\text{On est en } pivotA \text{ et } \varepsilon_s = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

et $\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimé ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 * [1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu)}] = 1.25 * [1 - \sqrt{(1 - 2 * 0.0568)}] = 0.073$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.073) = 0.174$$

$$A = \frac{M_u}{z * f_{st}} = \frac{0.017}{0.174 * 348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_c = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A > A_{min} \Rightarrow$ on prend : $A = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Appuis intermédiaires :

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance

⇒ La section étudiée $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.7 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.167$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.231$$

$$z = 0.163 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{7.7 \times 10^{-3}}{348 \times 0.163} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \Rightarrow \text{on prend : } A = 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive : $M_a = 2.4 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.0523$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0672$$

$$z = 0.175 \text{ m}$$

$$A = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \Rightarrow \text{on prend : } A = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.94 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- Ferrailage transversal :

$$\text{On choisit un étrier } \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 0,16 \text{ cm} \quad (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})}$$

$K=1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (0,94 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 58,8 \text{ cm}$$

$$(3): S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:**

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left[17 - \frac{7,7}{0,9 \times 0,18} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -0,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{aucune vérification à faire}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3,39 + 0,5 = 3,89 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3,89 \geq \frac{1,15 \times 17 \times 10^{-3}}{400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

- **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{v_u \times (b - b_0)}{1,8 \times d \times b \times h_0} = 1,11 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS :**

- **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 12 \text{ Kn.m}$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -1.92 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre dans la nervure \Rightarrow calcul de section en T

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 3.39 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325 y^2 + 0.027 y - 1.355 \times 10^{-3} = 0$$

$$\Delta = 0.0025 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.05$$

$$y = \frac{-0.027 \pm 0.05}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = -0.118m \\ y_2 = 0.035m \end{cases}$$

$$y = -0.118m = -11.80cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (-0.118)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(-0.118 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 + 0.118)^2$$

$$\Rightarrow I = 8.187 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12 \times 10^{-3}}{8.187 \times 10^{-4}} \times 0.118$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 1.73MPa \\ \sigma_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 5.4 \times 10^{-3} MN.m$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.88 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.58 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.0236$$

$$y_1 = -0.04m$$

$$y_2 = 0.032m$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.032)^3 + 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.032)^2$$

$$I = 5.9 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.4 \times 10^{-3}}{5.9 \times 10^{-5}} \times 0.032 = 2.92 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL (Art B-6-3).

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0.056 > \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une

vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0.71cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

- Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 11.8cm$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 46587.73cm^4$$

$$I = 81870cm^4$$

$$A_s = 3.39cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \quad \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \quad \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.51 = 2.93 \text{ N / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.35 = 3.47 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.35 + 4) = 6.07 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.93 \times 3.55^2}{8} = 4.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.47 \times 3.55^2}{8} = 5.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{6.07 \times 3.55^2}{8} = 9.56 \text{ KN.m}$$

$$y = 11.8 \text{ cm}$$

$$I_0 = 46587.73 \text{ cm}^4$$

$$I = 81870 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0188$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.0188} = 2.26$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.26 = 0.904$$

$$\sigma_{sj} = \frac{4.61 \times 10^{-3}}{3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.118}{2})} = 112.38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{5.46 \times 10^{-3}}{3.39 \times 10^{-4} (0.18 - \frac{0.118}{2})} = 133.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{9.56 \times 10^{-3}}{3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - \frac{0.118}{2})} = 233.06 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 112.38 + 2.1} = 0.651$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 133.11 + 2.1} = 0.696$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 233.06 + 2.1} = 0.812$$

$$I_{ij}^c = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.51 \times 0.651} = 19455.69 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^c = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.51 \times 0.696} = 18655.71 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^c = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.51 \times 0.812} = 16867.83 \text{ cm}^4$$

$$f_{vg} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 0.904 \times 0.696} = 31455.32 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.61 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32164.2 \times 19455.69 \times 10^{-8}} = 0.000928 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{5.46 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32164.2 \times 18655.71 \times 10^{-8}} = 0.00114 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.59 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32164.2 \times 16867.83 \times 10^{-8}} = 0.0022 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{9.59 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 10721.4 \times 31455.32 \times 10^{-8}} = 0.0035 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0035 - 0.000928 + 0.0022 - 0.00114 = 0.0036 \text{ m}$$

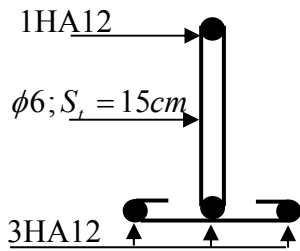
$$\Delta f = 0.36 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.71 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

• **Récapitulation du ferrailage des différents étages :**

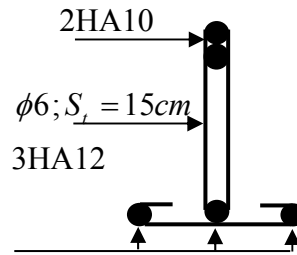
Type de poutrelle		A _{cal} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t (cm ²)
Plancher RDC et SS	Appui	1.35	2HA10=1.58	0.21	2HA6 = 0.57
	Travée	2.80	3HA12 = 3.39	1.41	
Plancher d'étage courant	Appui	0.93	2HA8=1.00	0.21	2HA6 =0.57
	Travée	1.81	3HA10=2.37	1.41	
Terrasse accessible	Appui	0.97	2HA8=1.00	0.21	2HA6=0.57
	Travée	1.92	3HA10=2.37	1.41	
Terrasse inaccessible	Appui	1.05	1HA8+1HA10=1.29	0.21	2HA6=0.57
	Travée	1.24	3HA10=2.37	1.41	

Tableau.III.9.ferrailage des différents étages

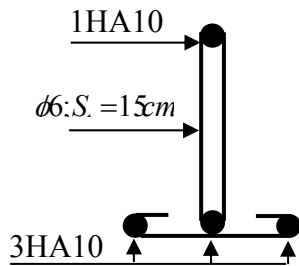
III.2.5. Schémas de ferrailage des poutrelles.



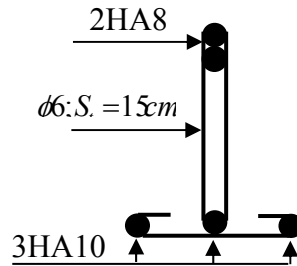
Plancher R.D.C+SS en travée



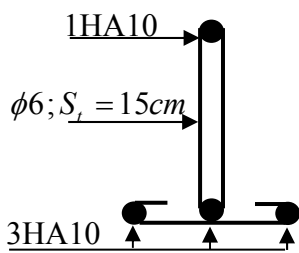
Plancher R.D.C+SS en appui



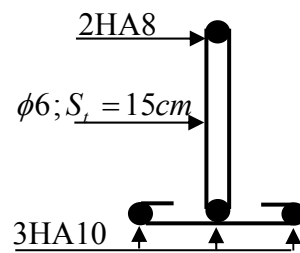
Plancher D'étage courant
En travée



Plancher D'étage courant
En appui



Terrasse accessible
En travée



Terrasse accessible
En appui

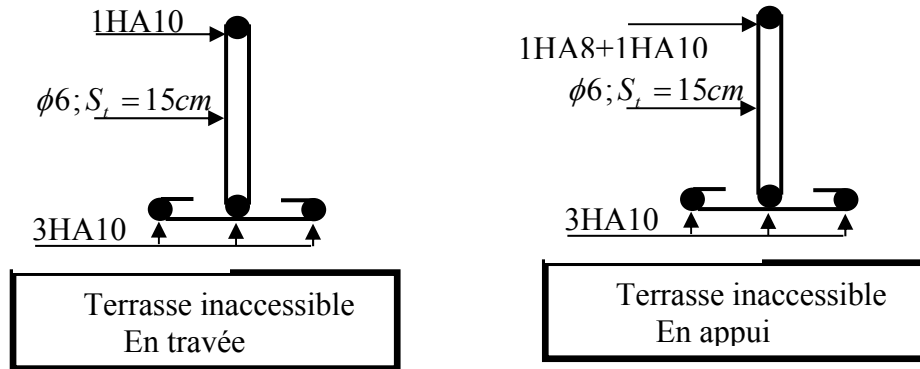


Fig.III.3. Schéma de ferrailage des poutrelles

III.2.6. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par un treillis soudées continue, totalement ancré sur les appuis de rive, la section des aciers porteurs du treillis soudés, placé perpendiculairement à la porté des poutrelles, est au moins égale à $1\text{cm}^2 / \text{ml}$ et la section des aciers de répartition parallèles, à la portée des poutrelles, est au moins égale à $0.5\text{cm}^2/\text{ml}$.

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit

$5\text{HA}6/\text{ml} = 1.41\text{cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$ vérifiée.

$3\text{HA}6/\text{ml} = 0.85\text{cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 33.33\text{cm} < 44\text{cm} \dots$ vérifiée.

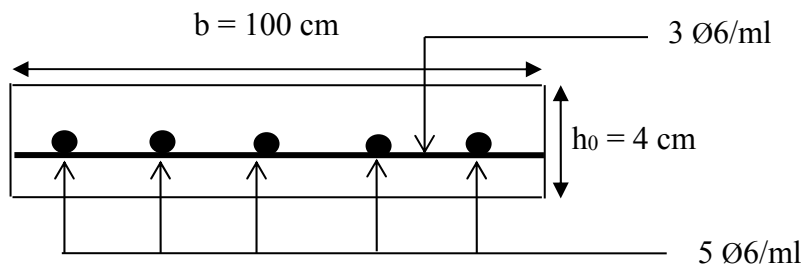


Fig. III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3. Calcul de l'acrotère :**III.3.1.Hypothèse de calcul :**

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée

Type1 (terrasse accessibles):

- **Evaluation des charges :**

$W_p = 2.99 \text{ Kn/ml}$ (terrasse accessibles)

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

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA (Art 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 1B, zone IIa, $A=0.2$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.99 = 1.91 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = 0.05 \text{ m}, Y_g = 0.50 \text{ m}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.99 \text{ Kn}$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \text{ Kn.m}$$

$$N_{FP} = 0$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_g = 0.955 \text{ Kn.m}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

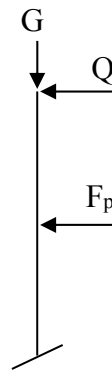


Fig. III.5:Schéma statique de l'acrotère

- **Combinaisons d'actions :**

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.99	4.036	2.99
M (KN.m)	1.955	1.5	1

Tableau III.10. : Combinaison d'action (acrotère type1).

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q.

$$N_u = 4.036 \text{ Kn}$$

$$M_u = 1.5 \text{ Kn.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.37 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.16 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$$

le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

RPA (Art A.4.3.5)

Avec :

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:

$$e_2 = 2.4 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.41 \text{ m}$$

III.3.2. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 4.036 \text{ Kn.m}$$

$$M_u = N_u * e = 1.65 \text{ Kn.m}$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.73 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = 2.48 \times 10^{-2}$$

$$\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 3.14 \times 10^{-2}$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha) = 6.91 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A * \frac{N_u}{f_{st}} = 0.604 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.84 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$ se qui fait :

$$4\text{HA}8 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{2} = 1.05 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2,$$

L'espacement :**Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}^2; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad V_u = F_p + F_Q = 2.91 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,91 * 10^{-3}}{1 * 0,07} \Rightarrow \tau_u = 0,0415 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\text{On a } \tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} \quad \text{c'est vérifiée.}$$

- **À l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \overline{\sigma_s} \quad |$$

Position de l'axe neutre :

$$e = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{1}{2.99} = 0.33 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{2} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$|c| = e - e_y \Rightarrow |c| = 0.33 - 0.05 = 0.28 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.28^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.07 - 0.28) = -0.24$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.28^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.07 - 0.28)^2 = -0.0447 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.24 y_c - 0.0447 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.28 \leq y_c \leq -0.18$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.28 = 0.06 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.06^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.07 - 0.06) = 1.77 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.98 \times 10^{-3} \times 0.06}{1.77 \times 10^{-3}} = 0.067 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1.98 \times 10^{-3}}{1.77 \times 10^{-3}} * (d - y) = 0.16 \text{ Mpa} < 240 \text{ MPa}$$

III.3.3. Schéma de ferrailage type1

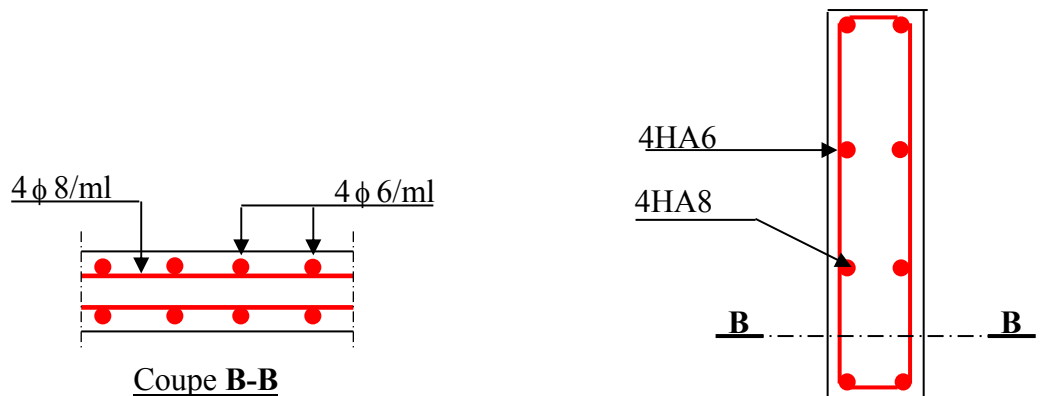


Fig. III.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère type 01

Type 2 :• **Evaluation des charges :**

$$G = 2.2 \text{ Kn} , Q = 1 \text{ Kn} ,$$

$$X_G = 6.2 \text{ cm}$$

$$Y_G = 33 \text{ cm}$$

$$F_p = 1.408 \text{ Kn}$$

Effort normal :

$$N_G = 2.2 \text{ Kn} , N_Q = 0$$

Moment de flexion :

$$M_{Fp} = 0.464 \text{ Kn.m} , M_Q = 0.6 \text{ Kn.m}$$

Combinaisons d'actions :

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.2	2.97	2.2
M (KN.m)	1.064	0.9	0.6

Tableau III.11. : Combinaison d'action (acrotère type2).

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 2.97 \text{ Kn} , M_u = 0.9 \text{ Kn.m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.33 \text{ m}$$

Les sections d'armatures trouvées après calcul sont dans le tableau suivant ainsi que la vérification à l'ELU :

A_s calcul (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	A_r calcul (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	S_t (cm) A princip	S_t (cm) A réparti
0.83	0.84	4T6=1.13	0.565	4T6=1.13	30	30

Tableau III.12 Résultats des calculs.

• **Vérification à l'ELS :**

$N_{ser} = 2.2 \text{Kn}$, $M_{ser} = 0.6 \text{Kn.m}$

$\sigma_{bc} = 0.21 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$

$\sigma_s = 7.76 \text{MPa} < 240 \text{MPa}$

La condition est vérifiée.

III.3.4. Schéma de ferrailage type 2

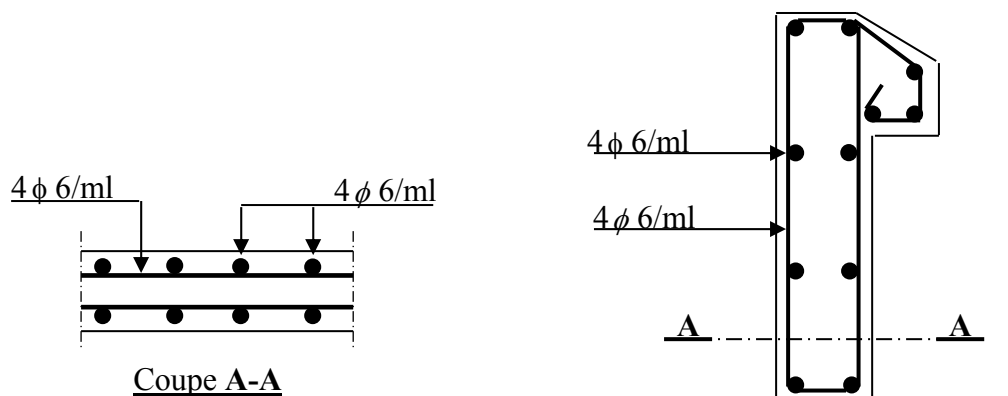


Fig. III.7 Schéma de ferrailage de l'acrotère type 2

III.4. Etude des dalles pleines :

III.4.1. dalle sur 04 appuis (entourant la cage d'ascenseur) :

• **Evaluation des charges**

$G = 4,86 \text{KN/m}^2$, $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$

A l'ELU : $P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.81 \text{KN/m}$

A l'ELS : $P_S = G + Q = 8.36 \text{KN/m}$

$L_x = 3.15 \text{ m}$, $L_y = 5.6 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.15}{5.6} = 0.56 \Rightarrow \rho > 0.4$

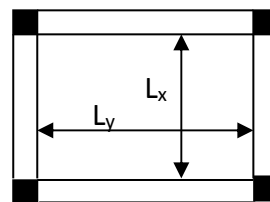


Fig. III.8. Dalle sur 4 appuis

→ La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

- Calcul à l'ELU : $\nu=0$ et $\rho=0.56$

-Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu=0$ et $\rho=0.59$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 10.31 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 2.57 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL Annexe E3})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 14\text{cm}$ (Epaisseur de la dalle)

Remarque :

La dalle est continue et les deux travées « x » set « y » sont intermédiaires

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times (10.31) = 7.73 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times (2.57) = 1.92 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times (10.31) = 5.15 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.5 \times (10.31) = 5.15 \text{KN.m} \end{cases}$$

-Calcul de la section d'armatures

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{cm}$

On prend des barres de $\phi=12 \text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2 \text{cm}$$

En travée

- Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{7.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.044 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.056; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1075 \text{m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{7.73 \times 10^{-3}}{0.1075 \times 348} \Rightarrow A = 2.06 \text{ cm}^2$$

- Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.013 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.016 ; Z = 0.0993 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.92 \times 10^{-3}}{0.0993 \times 348} \Rightarrow A = 0.55 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.03 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.038 ; z = 0.1083 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{5.15 \times 10^{-3}}{0.1083 \times 348} \Rightarrow A = 1.36 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E 400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

- Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.56}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.36 \text{ cm}^2$$

- Sens y-y : $A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$

	M _t	M _a	A _t ^{cal}	A _a ^{cal}	A _t ^{min}	A _a ^{min}	A _t ^{adop}	A _a ^{adop}
Localisation	(KN.m)	(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
Sens xx	7.73	5.15	2.06	0.36	1.36	1.36	4T10=3.16	4T8=2.01
Sens yy	1.92	5.15	0.55	0.36	1.12	1.36	4T8=2.01	4T8=2,01

Tableau III.13 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

• **Espacement des armatures**

- Armatures // L_x: S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

- Armatures // L_y: S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm, On opte: S_t=25cm pour les deux sens.

• **Vérification à l'ELU**

- **cisaillement**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{11.81 \times 5.6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.56}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 25.83 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{25.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_U = 0.23 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

État limite de compression du béton : $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq (\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}) \quad \nu = 0.2 \Rightarrow$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0923 \times 8.36 \times 3.15^2 = 7.65 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4254 \times 7.65 = 3.25 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Moments en travées

$$M_t^x = 0.75 M_x \Rightarrow M_t^x = 5.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y \Rightarrow M_t^y = 2.43 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis : $M_a^x = 0.5 M_x \Rightarrow M_a^x = 3.82 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Selon L_x : $M_t^x = 5.73 \text{ KN.m}, A = 3.16 \text{ cm}^2 ; d = 11 \text{ cm} ; Y = 2.79 \text{ cm} ; I = 3918.8 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4.07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Selon L_y : $M_t^y = 2.43 \text{ KN.m}, A = 2.01 \text{ cm}^2 ; Y = 2.17 \text{ cm} ; I = 2189.03 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Etat limite d'ouverture des fissures

Selon L_x : $M_t^x = 5.73 \text{ KN.m}, A = 3.16 \text{ cm}^2 \text{ et } d = 11 \text{ cm} ; Y = 2.79 \text{ cm} ; I = 3918.8 \text{ cm}^4$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec : $\eta = 1.6$ (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 180.06 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Selon L_y : $M_y^t = 2.43 \text{ KN.m}$; $A = 3.16 \text{ cm}^2$; $Y = 2.17 \text{ cm}$; $I = 2189.03 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 130 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens X-X :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.044 > 0.037 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.025 > 0.037 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche

$$f_{gi} = 0.528 \text{ mm} , f_{ji} = 0.38 \text{ mm} , f_{pi} = 0.9 \text{ mm} , f_{gv} = 1.58 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 1.572 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 1.572 \text{ mm} < \frac{560}{1000} + 0.5 = 10.6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

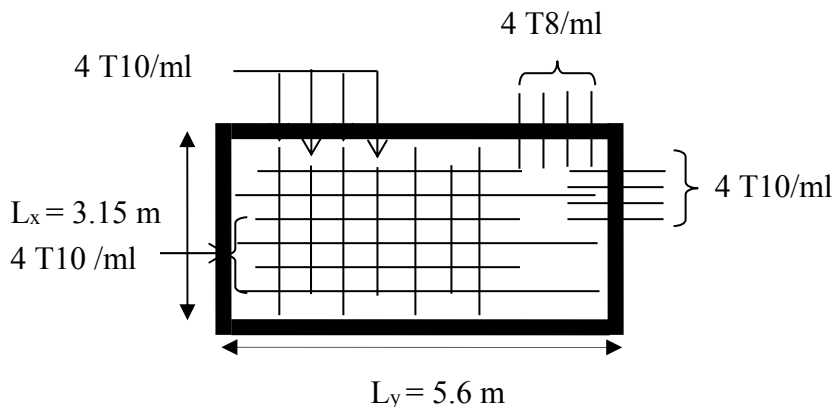


Fig. III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

IV.2. Dalle continue sur 04 appuis avec ouverture:

On adoptera le ferrailage du panneau le plus sollicité, avec un ferrailage spéciale autour de l'ouverture ; puisque l'ouverture est de grande dimension, il faut munir la dalle d'une poutre noyée dans l'épaisseur de la dalle appelé chevêtre qui permet à l'ensemble des charge d'être reporter convenablement

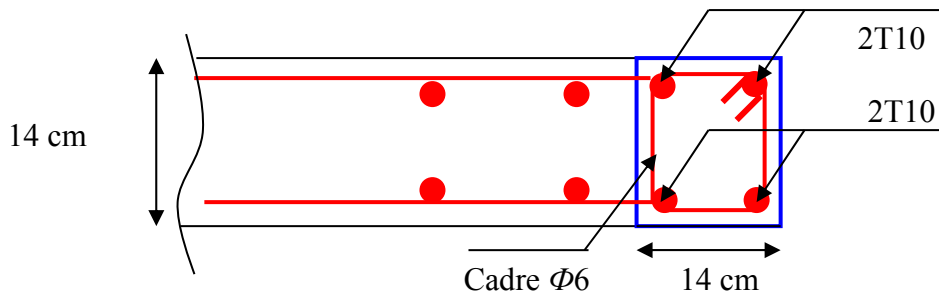


Fig. III.10 : Schéma de ferrailage de la poutre noyée (Chevêtre)

III4.3. Dalle sur trois appuis

On a : $L_y = 3.25m$

$L_x = 1.5m$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.25}{2} = 1.625m > L_x = 1.5m$$

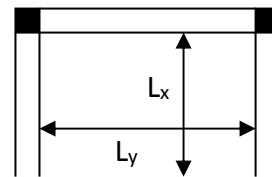


Fig. III.11 : Dalle sur trois appuis

Donc :

$$\begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

On a : $G = 4.86 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 11.81 \text{ KN/m}^2$

$P_S = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}^2$

• **l'ÉLU :**

$M_0^x = 16.6 \text{ Kn.m}$

$$M_0^y = 6.64 \text{ Kn.m}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

En travée :

$$M_{ax} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 16.6 = 14.11 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 6.64 = 5.64 \text{ KNm}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -4.98 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -4.98 \text{ KNm}$$

Calcul des armatures en travée : Le calcul se fait à la flexion simple.

$$d_x = h - e = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 12 - \left(\frac{1.2 + 1.2}{2} \right) = 10.8 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² / ml)	Aadp(cm ² / ml)
travée	x-x	14.11	0.0692	0.089	0.115	3.51	4HA12=4.52cm ²
	y-y	5.64	0.0276	0.035	0.118	1.37	4HA10=3.16cm ²
appui	x-x	4.98	0.0244	0.0309	0.118	0.4	4HA8=2.01cm ²
	y-y						

Tableau III.14 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

- Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

la condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA Fe400}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$.

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}}; V_x = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$V_y = \frac{11.81 \times 10^{-3} \times 1.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.47}{2}} = 5.58 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$V_x = \frac{11.81 \times 1.5 \times 10^{-3}}{3} = 5.9 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{5.9 \times 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.049 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

$$\tau_{uy} = \frac{5.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.051 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

- **l'ELS :**

contrainte de compression du béton :

$$P = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_0^x = 11.75 \text{ Kn.m}$$

$$M_0^y = 4.7 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Travée // L_x :**Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

On trouve : $y = 0.034 \text{ m}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0.0296^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0.104 - 0.0296)^2$$

$$I = 63246 \text{ cm}^4$$

Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.39 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ vérifié.}$$

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 MPa.$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 203.52 MPa < 240 MPa \quad \text{Vérifié.}$$

Travée //à L_y **Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 0.0293 \text{ m}$

Calcul de I

$$I = 4737.8 cm^4$$

Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = 2.47 MPa \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 114.75 < 240 MPa \quad \text{C'est vérifié}$$

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

-Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.5} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.093 > \frac{M_t}{20 * M_0} = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{4.52 * 10^{-4}}{1 * 0.12} = 3.76 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-Sens y-y :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{3.25} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.043 < \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{3.99}{10 * 4.7} = 0.084 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b * d} = 0.0029 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

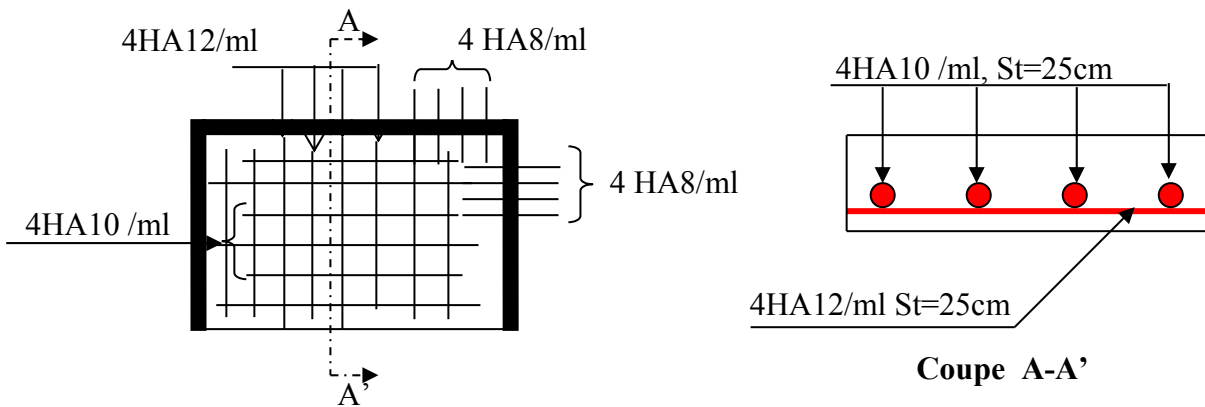


Fig. III.12 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis

III.4.4. Dalle sur 2 appuis perpendiculaire:

$L_x=1$
 $L_y=4.70 \text{ m}$

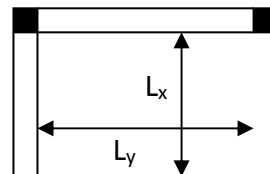


Fig. III.13 : Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{4.70} = 0.21 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

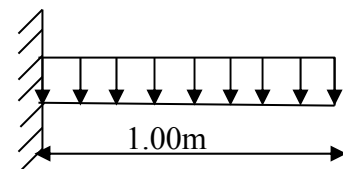
Elle sera calculé comme une console .

• Calcul des sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u * l_x^2}{2} = \frac{11.81 * 1^2}{2} = 5.9 \text{ KN.m .}$$

$$M_{Ser} = \frac{8.36 * 1^2}{2} = 4.18 \text{ KN.m .}$$

$$V_u = q_u * l_x = 11.81 \text{ Kn}$$



• **Ferrailage :**

	Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
Armatures principales	5.9	0.0289	0.0367	0.1182	1.43	4HA10=3.16

Tableau III.15 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 0,79 \text{cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

$$S_{tx} = \min(33 \text{cm}, 3 * e) = \min(33, 3 * 14) ; \text{ Soit: } S_{tx} = 25 \text{cm} .$$

$$S_{ty} = \min(45 \text{cm}, 4 * e) = \min(45, 4 * 14) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 25 \text{cm} .$$

Vérifications :

• **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.12 * 2.1 / 400 = 1.45 \text{cm}^2 > A_{s} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.098 \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

=> vérifier

• **Vérification l'ELS :**

Etat limite de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$M_{ser} = 4.18 \text{KN.m} ; A_s = 3.16 \text{cm}^2 / \text{ml} ; y = 2.93 \text{cm} ; I = 4737.8 \text{cm}^4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.58 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \text{ vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

On doit vérifier que : $\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$

Avec : $\overline{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110\sqrt{\eta * f_{t28}})) = 240MPa$.

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) = 120Mpa \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}})\right] = 240MPa$.

.....vérifiée.

Etat limite de déformation :

les trois conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaires

Schéma de ferrailage :

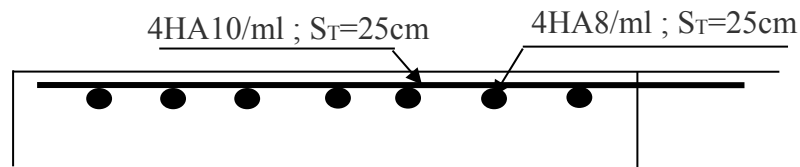


Fig. III.14 ferrailage de la dalle sur 2 appuis

III.5. Etude des escaliers

III.5.1 Escalier type 1 (sous sol à R.D.C)

La volée : $\begin{cases} G_v = 7.93KN / m^2 \\ Q_v = 2.50KN / m^2 \end{cases}$ **- Le palier :** $\begin{cases} G_p = 5.35KN / m^2 \\ Q_p = 2.50KN / m^2 \end{cases}$

Avec

Gv : Charge permanente de la volée

Gp : Charge permanente du palier

Qv : Charge variable de la volée

Qp : Charge variable du palier

▪ **A l'ELU :**

$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = (1.5 * 2.50 + 1.35 * 7.93) * 1 = 14.45KN / ml$$

$$\Rightarrow q_v = 14.45KN / ml$$

$$q_p = 1.5Q_p + 1.35G_p = (1.5 * 2.5 + 1.35 * 5.35) * 1$$

$$\Rightarrow q_p = 10.97KN / ml$$

▪ A l'ELS :

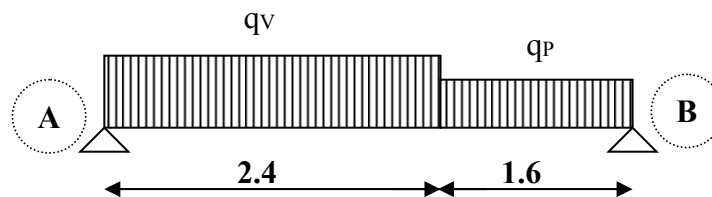
$$q_V = Q_V + G_V$$

$$\Rightarrow q_V = (2.50 + 7.93) * 1 = 10.43 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_V = 10.43 \text{ KN / ml}$$

$$q_P = Q_P + G_P = 2.5 + 5.35 = 7.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow q_P = 7.85 \text{ KN/m}^2$$



La poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 14.45 * 2.4 + 10.97 * 1.6$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 52.23 \text{ KN} .$$

$$\sum M /_A = 0 \Leftrightarrow (14.45 * 2.4 * \frac{2.4}{2}) + (10.97 * 1.6)(\frac{1.6}{2} + 2.4) - R_b * 4 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 24.44 \text{ KN}$$

$$R_A = 27.79 \text{ KN}$$

III.5.1.1 Calcul des sollicitations

Effort tranchant :

- $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 27.79 - 14.45 * x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 27.79 \text{ KN} \\ T_Y(1.29) = 0 \\ T_Y(2.4) = -6.89 \text{ KN} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$

$$T_Y(x) = 10.97 * x - 24.44$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -24.44 \text{ KN} \\ T_Y(0.8) = -15.66 \text{ KN} \\ T_Y(1.6) = -6.88 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\bullet 0 \leq x \leq 2.4m$$

$$M(x) = 27.79 * x - 14.45 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ M(1.29) = 23.82KN.m \\ M(2.4) = 25.08KN.m \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.6$$

$$M(x) = 24.45 * x - 10.97 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0KN.m \\ M(0.8) = 16.04KN.m \\ M(1.6) = 25.07KN.m \end{cases}$$

Le moment max est : $M^{\max} = 25.08KN.m$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 27.97KN$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.85 M_{\max} = 21.31KN.m \\ M^a = 0.4 M_{\max} = 10.02KN \end{cases}$$

III.5.1.2 Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont :

$$S = b * h \quad \text{avec } (b=100cm, h=15cm)$$

$$e = 15cm$$

$$d = 13cm$$

En travée

$$M^t = 21.31KN.m$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{21.31 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 * 14.2} = 0.089$$

$$\mu_{bu} = 0.089 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

➔ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \text{ et } f_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.1167$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.124 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{d(1 - 0.4\alpha)f_{St}} = \frac{21.31 * 10^{-3}}{348 * 0.124} = 4.95 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12 = 6.79 cm²

En appuis

$$M^a = 10.02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.02 * 10^{-3}}{1(0.13)^2 * 14.2} = 0.042$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.053$$

$$Z = 0.127 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{10.02 * 10^{-3}}{0.127 * 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 = 3.93 cm²

Les armatures de répartition :BAEL91 (Art. E.8.2.41)

Lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 5HA10} = 3.93 \text{ cm}^2,$$

En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : 5HA10} = 3.93 \text{ cm}^2,$$

Espacements des barres

. Pour armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} & \text{soit : 17 cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00 \text{ cm} & \text{soit : 20 cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

. Pour armatures de répartition (transversales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} & \text{soit : } 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{5} = 20.00\text{cm} & \text{soit : } 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{cases}$$

Vérifications

- **Vérification à L'ELU**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 6.79\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \\ A_a = 3.93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \end{cases}$$

Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{27.79 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.21\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.21\text{MPa} < \overline{\tau}_U = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Vérification de l'espacement des armatures :BAEL 91(Art A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Les armatures principales : (3h;33cm) = (3*15;33) = 33cmvérifié

Les armatures secondaires : (4h;45cm) = (4*15;45cm) = 45cm vérifié

L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)

L'influence sur le béton :

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.781\text{MN}$$

$$V_{\max} = 27.79\text{KN} \leq 0.781\text{MN} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 6.79 + 3.93 = 10.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\text{max}}^a = \frac{1.15}{400} 27.79 * 10^{-3} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 10.72 \text{ cm}^2 \geq 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$q_v = 10.43 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = 7.85 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations

Nous avons à faire à une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\Rightarrow R_B = 17.55 \text{ KN}$$

$$R_A = 20.03 \text{ KN}$$

On a :

$$\text{Le moment max est : } M^{\text{max}} = 19.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant max est : } V^{\text{max}} = 20.03 \text{ KN}$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.85 M_{\text{max}} = 14.43 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{En travée} \\ M^a = 0.4 M_{\text{max}} = 9.62 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{En appuis} \end{cases}$$

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\checkmark \text{ En travée : } M_{\text{ser}}^t = 14.43 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.22cm$$

$$I = 10356cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.43 * 10^{-3}}{10356 * 10^{-8}} * 4.22 * 10^{-2} = 5.89MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.89MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

✓ **Epuis :** $M_{ser}^a = 9.62KN.m$

$$y = 3.36cm$$

$$I = 6742.6cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.62 * 10^{-3}}{6742.6 * 10^{-8}} * 3.36 * 10^{-2} = 4.8MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.8MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{array} \right.$$

$$1) \Rightarrow \frac{0.15}{4} = 0.037 < \frac{14.43}{10 * 19.24} = 0.075$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que : $\Delta f < \Delta \bar{f}$

Avec :

Δf : La flèche calculé ($\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$) ;

$\Delta \bar{f}$: La flèche admissible ($\Delta \bar{f} = L/500$) ;

Tel que :

* f_{gv} et f_{gi} : Flèche due aux charges permanentes totales.

* i et v : Déformation instantanées et différées, respectivement.

* f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre

des cloisons.

* f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (g+q).

$$f_{gi} = 0.63mm \quad , \quad f_{ji} = 0.39mm \quad , \quad f_{pi} = 1.05mm \quad , \quad f_{gv} = 1.27mm$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 1.3mm$$

$$\Delta f = 0.13cm < \frac{400}{500} = 0.8cm \dots \dots \dots La \text{ flèche est vérifiée.}$$

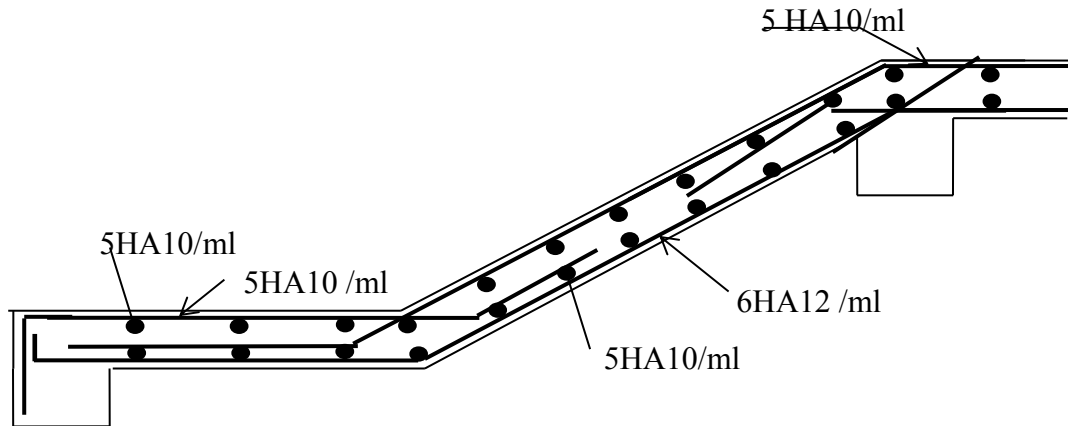
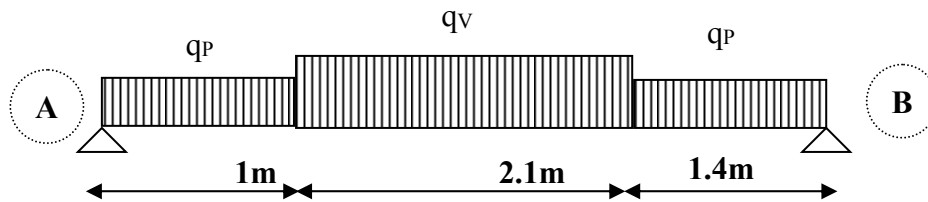


Fig. III.15. Schéma de ferrailage de la volée type1

III.5.2. Escalier type 2 RDC à étage 1 (trois volées) :

- Pour la volée 1et2:



Calcul en flexion simple de la section 15 * 100 , d = 13cm.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé cm ²	A adopté Cm ²
Travée	25.51	0,106	0,141	0,122	5.98	4HA14= 6.16
appuis	17	0,07	0,092	0,125	3.90	4HA12=4.52

Tableau.III.16.ferrailage la volé 1 et 2 (type 2)

Les armatures de répartition :

En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA10 = 3.14\text{cm}^2,$$

En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 3HA10 = 2.36\text{cm}^2,$$

Espacements des barres

. Pour armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{4} = 25\text{cm} & \text{soit : } 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{4} = 25\text{cm} & \text{soit : } 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{cases}$$

. Pour armatures de répartition (transversales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{4} = 25\text{cm} & \text{soit : } 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm} & \text{soit : } 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{cases}$$

Vérifications

• **Vérification à L'ELU**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 5.98\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \\ A_a = 3.90\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \end{cases}$$

Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{28.67 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.22\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.22\text{MPa} < \overline{\tau}_U = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Vérification de l'espacement des armatures :BAEL 91(Art A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Les armatures principales : $(3h;33cm) = (3 * 15;33) = 33cm$ vérifié

Les armatures secondaires : $(4h;45cm) = (4 * 15;45cm) = 45cm$ vérifié

L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)

L'influence sur le béton :

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.781 MN$$

$$V_{\max} = 28.67 KN \leq 0.781 MN \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{sup} + A_{inf} = 6.16 + 34.52 = 10.68 cm^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 28.67 * 10^{-3} = 0.82 cm^2$$

$$A_l = 10.68 cm^2 \geq 0.82 cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

• **Vérification à ELS :**

Le moment max est : $M^{0\max} = 24.49 Kn.m$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 20.61 KN$

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

En travée : $M_{ser}^t = 18.37 KN.m$

$$\sigma_{bc} = 7.77 MPa < 0.6 * f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

appuis : $M_{ser}^a = 12.24 KN.m$

$$\sigma_{bc} = 5.8 MPa < 0.6 * f_{c28} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{array} \right.$$

$$1) \Rightarrow \frac{0.15}{4} = 0.037 < \frac{18.37}{10 * 24.49} = 0.075$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

• Calcul de la flèche :

$$f_{gi} = 0.1.29 \text{mm} \quad , \quad f_{fi} = 0.83 \text{mm} \quad , \quad f_{pi} = 2.05 \text{mm} \quad , \quad f_{gv} = 2.39 \text{mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{fi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 2.30 \text{mm}$$

$$\Delta f = 2.30 \text{mm} < \frac{450}{500} = 9 \text{mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

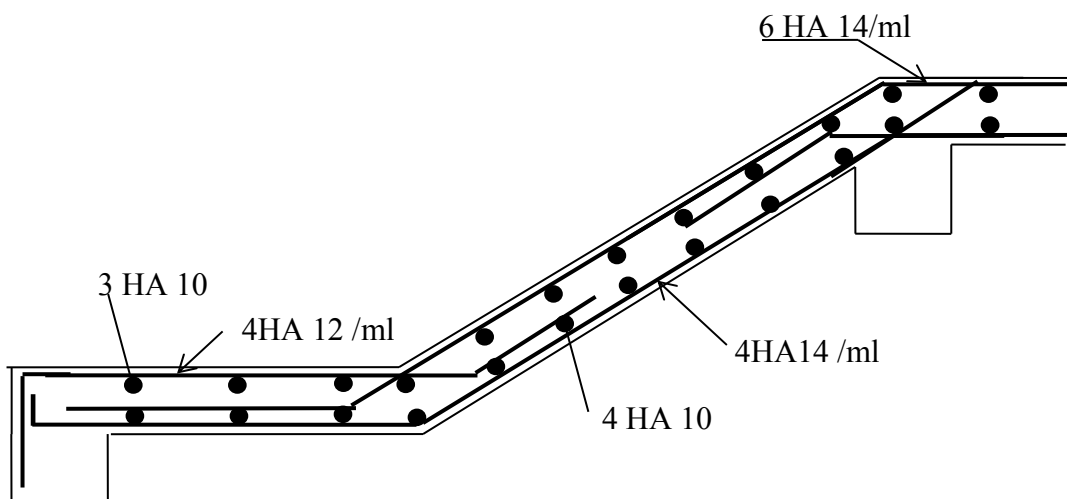
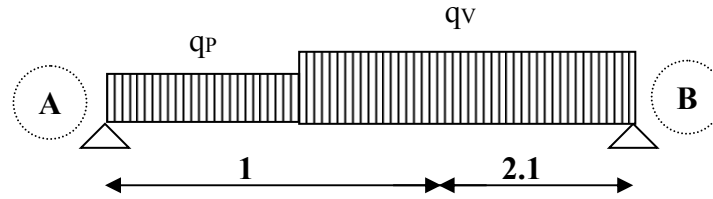


Fig.III.16 schéma de ferrailage des volées 1 et 2

Pour la volée 3 :



• Ferrailage

Calcul en flexion simple de la section 15 * 100 , d = 13cm.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé cm ²	A adopté Cm ²
Travée	15.34	0,064	0,082	0,125	3.51	4HA12= 4.52
appuis	10.23	0,042	0,054	0,127	2.31	4HA10=3,14

Tableau.III.17.ferrailage de la volée 3 (type 2)

Les armatures de répartition :

En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA10 = 3.14\text{cm}^2,$$

En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 3HA10 = 2.36\text{cm}^2,$$

Espacements des barres

. Pour armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{4} = 25\text{cm} & \text{soit : } 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{4} = 25\text{cm} & \text{soit : } 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

. Pour armatures de répartition (transversales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{4} = 25\text{cm} & \text{soit : } 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm} & \text{soit : } 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

Vérifications

- **Vérification à L'ELU**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 2.81 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \\ A_a = 1.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.} \end{cases}$$

Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau_U} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau_U}$

$$\tau_U = \frac{24.32 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.187 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.187 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

Vérification de l'espacement des armatures :BAEL 91(Art A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Les armatures principales : (3h;33cm) = (3*15;33) = 33cmvérfié

Les armatures secondaires : (4h;45cm) = (4*15;45cm) = 45cm vérfié

L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)

L'influence sur le béton :

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.781 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 24.32 \text{ KN} \leq 0.781 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{Sup} + A_{mf} = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 24.32 * 10^{-3} = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq 0.69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- **Vérification à ELS :**

Le moment max est : $M^{0\max} = 14.73 \text{ Kn.m}$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 17.53 \text{ KN}$

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

En travée : $M_{ser}^t = 11.04 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 5.32 \text{ MPa} < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

En appuis : $M_{ser}^a = 7.36 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 4.01 \text{ MPa} < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \Rightarrow \frac{0.15}{4} = 0.037 < \frac{11.04}{10 * 14.73} = 0.075$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire

Calcul de la flèche :

$$f_{gi}=0.36\text{mm} \quad , \quad f_{fi}=0.19\text{mm}, \quad f_{pi}= 0.66\text{mm}, \quad f_{gv}=0.73\text{mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{fi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 0.85\text{mm}$$

$$\Delta f = 0.85\text{mm} < \frac{350}{500} = 7\text{mm}.....\text{La flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

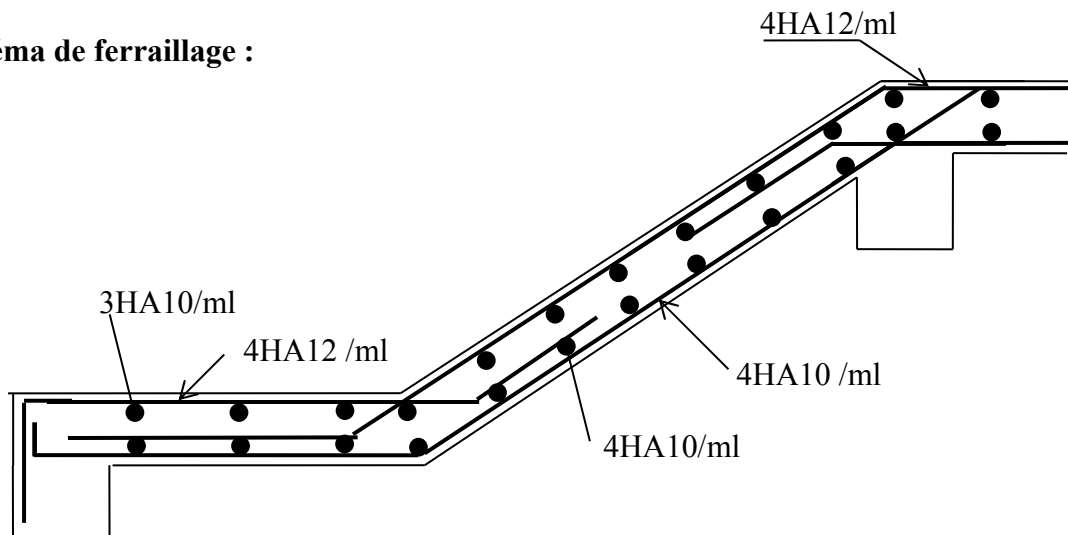


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de la volée3

III. 5. 3. Escalier courant étage 1 à étage 8 (deux volées + quartier tournant) :

Le calcul de ce type d'escalier se fait comme une console sollicitée à la flexion simple, par une charge uniformément répartie sur toute la longueur de chaque emmarchement et par une charge concentrée (p) appliquée à son extrémité (garde de corps).

Evaluation des charges :

$$G = 7.93\text{KN/m}^2 \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2.$$

$$F_g = 1\text{KN/m (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).}$$

$$F_{gu} = 1,35 * 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

A l'ELU

$$P_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 14.45 \text{ KN/m}^2.$$

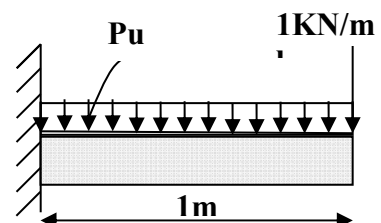
A l'ELS

$$P_s = G + Q = 10.43\text{KN/m}^2.$$

III. 5. 3.1. Les sollicitations

- **Calcul à l'ELU :**

$$M_U = \frac{p_u * l^2}{2} + F_{gu} * l$$



$$M_U = \frac{14.45 * 1^2}{2} + 1,35 * 1 = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u * 1 + F_{gu} = 14.45 + 1,35 = 15.8 \text{ KN.}$$

III. 5. 3.2. Ferrailage

Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm, } h = 15 \text{ cm, } d = 13 \text{ cm, } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Principale	8.57	0.035	0.045	0.1276	1.93	4HA10 = 3.14

Tableau III.18 : Le ferrailage de l’escalier courant étage 1 à étage 8 (deux volés)

Armatures secondaires:

$$A_{sec} = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T8 = 2,01 cm².

Espacement des barres :

Les armatures principales (longitudinales)

$$S = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm} \quad \text{soit : } S = 25 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition (transversales)

$$S = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm} \quad \text{soit : } S = 25 \text{ cm}$$

Vérifications

- Vérification à L’ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 * \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \\ A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \end{cases}$$

Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A. 5. 1, 211)

L’escalier est à l’intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{15.8 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.121\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.121\text{MPa} < \bar{\tau}_U = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

Vérification de l'espacement des armatures :BAEL 91(Art A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Les armatures principales : (3h;33cm) = (3.14;33) = 33cmVérfié

Les armatures secondaires :

$$(4h;33\text{ cm}) = (4.14;45\text{cm}) = 45\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

Vérification à l'ELS

L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)

L'influence sur le béton :

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.78\text{MN}$$

$$V_{\max} = 15.8\text{KN} < 0.78\text{MN} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 3.14 + 2.01 = 5.15\text{cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} * 15.8 * 10^{-3} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_l = 5.15\text{cm}^2 > 0.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

Vérifications à l'état limite d'ouverture des fissures.....BAEL91 (Art A5. 3. 2)La

fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{ser}^t = 6.21KN.m, A = 3.14cm^2, d = 13cm \text{ et } b = 100cm$$

$$50y^2 + 15 * 3.14y - 15 * 3.14 * 13 = 0$$

$$y = 3.06cm$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 * (3.06)^3}{3} + 15 * 3.14 * (13 - 3.06)^2$$

$$I = 5608.73 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.21 * 10^{-3}}{5608.73 * 10^{-8}} * 3.06 * 10^{-2} = 3.38MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.38MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{1} = 0,15 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.15 > \frac{M}{10 * M_0} = 0,1 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{A}{b * d} = \frac{3,14}{100 * 13} = 0,0024 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

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

Schéma de ferrailage :

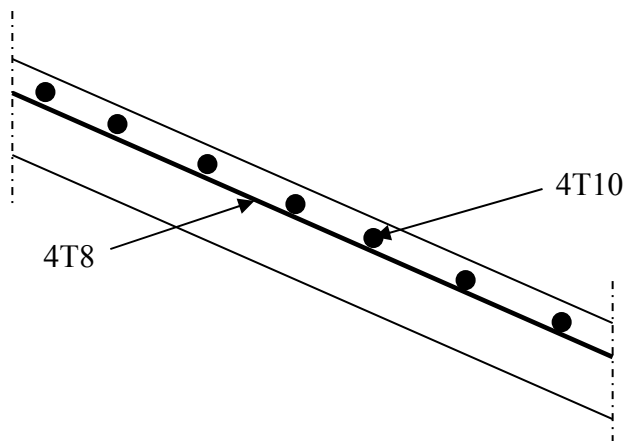
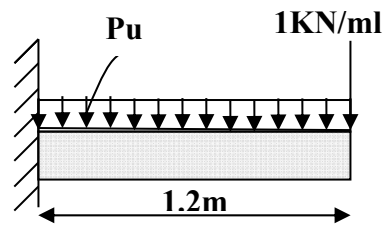


Fig.III 18. Schéma de ferrailage d'escalier quartier tournant

III.5.4 Escalier RDC à étage 1 (tournant) :**III.5.4.1. Evaluation des charges**

$$G = 7.93 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2.$$

$F_g = 1 \text{ KN/m}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde corps).

$$F_{gu} = 1,35 * 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

A l'ELU

$$P_u = 14.45 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS

$$P_s = 10.43 \text{ KN/m}$$

III.5.4.2 Ferrailage**Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 13 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}.$$

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
Principale	12.02	0.0502	0.0644	0.1207	2.73	4HA12 = 4.52

Tableau III.19. Ferrailage Escalier RDC à étage 1 (tournant)

Armatures secondaires:

$$A_{sec} = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } 4T10 = 2.37 \text{ cm}^2.$$

Espacement des barres**Les armatures principales (longitudinales)**

$$S = \frac{100}{4} = 25.00\text{cm} \quad \text{soit : } S = 25\text{cm}$$

Les armatures de répartition (transversales)

$$S = \frac{100}{4} = 25.00\text{cm} \quad \text{soit : } S = 25\text{cm}$$

- **Vérification à l'ELS**

L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)**L'influence sur le béton :**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.78\text{MN}$$

$$V_{\max} = 18.69\text{KN} < 0.78\text{MN} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{\text{Sup}} + A_{\text{Inf}} = 4.52 + 2.01 = 6.53\text{cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} * 18.69 * 10^{-3} = 0.53\text{cm}^2$$

$$A_l = 6.53\text{cm}^2 > 0.53\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Vérifications à l'état limite d'ouverture des fissures.....BAEL91 (Art A5. 3. 2)

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{\text{ser}}^t = 8.5\text{KN.m}, A = 4.52\text{cm}^2, d = 13\text{cm} \text{ et } b = 100\text{cm}$$

$$50y^2 + 15 * 4.52y - 15 * 4.52 * 13 = 0$$

$$y = 1.52\text{cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 * (1.52)^3}{3} + 15 * 4.52 * (13 - 1.52)^2$$

$$I = 9052.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.5 * 10^{-3}}{9052.45 * 10^{-8}} * 1.52 * 10^{-2} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.42 \text{ MPa} < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{1.2} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.125 > \frac{M}{10 * M_0} = 0,1 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{A}{b * d} = \frac{4.52}{100 * 13} = 0,0034 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

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

Schéma de ferrailage

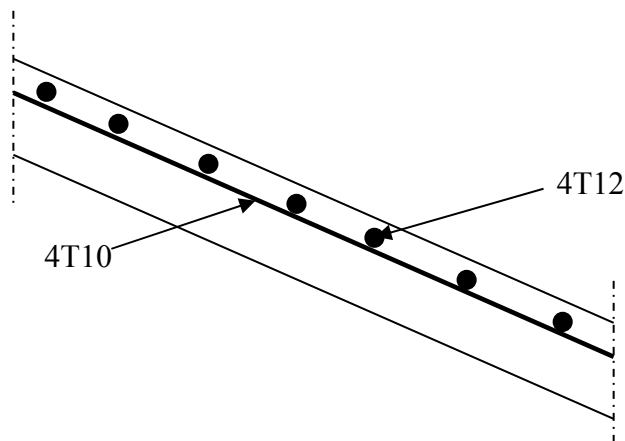


Fig.III.19. schéma de ferrailage escalier tournant

III.5.4 Escalier issue de secours :

Partie CE :

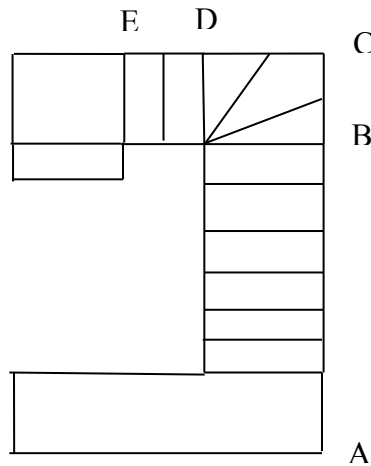
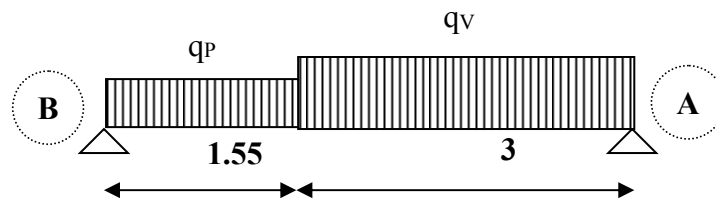


Fig. III.20. Vue en plan escalier issue de secours

Le calcul de cette partie EC se fait comme l'escalier III.5.3

Partie AB :



Ferraillage

Calcul en flexion simple de la section 15 * 100 , d = 13cm.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé cm ²	A adopté Cm ²
Travée	26.50	0.110	0,147	0,122	6.23	5HA14= 7.70
Appuis	17.67	0,073	0.095	0,125	4.06	4HA12=4.52

Tableau.III.20 ferrailage la volé AB escalier issu de secoure

Les armatures de répartition :

En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA10 = 3.14\text{cm}^2,$$

En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2 \quad \text{soit : } 3HA10 = 2.36\text{cm}^2,$$

Espacements des barres

. Pour armatures principales (longitudinales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{5} = 20\text{cm} & \text{soit : } 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{4} = 25\text{cm} & \text{soit : } 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{cases}$$

. Pour armatures de répartition (transversales)

$$\begin{cases} S = \frac{100}{4} = 25\text{cm} & \text{soit : } 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{En travée.} \\ S = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm} & \text{soit : } 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{En appui.} \end{cases}$$

Vérifications

- **Vérification à L'ELU**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 6.22\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \\ A_a = 4.06\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \end{cases}$$

Vérification au cisaillement :BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau}_U = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

Tel que : $\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{31.96 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.24\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.24\text{MPa} < \overline{\tau}_U = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Vérification de l'espacement des armatures :BAEL 91(Art A.8.2.41)

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

Les armatures principales : $(3h;33cm) = (3 * 15;33) = 33cm$ vérifié

Les armatures secondaires : $(4h;45cm) = (4 * 15;45cm) = 45cm$ vérifié

L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL91 (Art A5, 1,313)

L'influence sur le béton :

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 * 0.13 = 0.117$$

$$0.267 * a * b * f_{c28} = 0.267 * 0.117 * 1 * 25 = 0.781MN$$

$$V_{\max} = 31.96KN \leq 0.781MN \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

L'influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{sup} + A_{inf} = 7.70 + 4.52 = 12.22cm^2$$

On vérifie que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\max}^a = \frac{1.15}{400} 31.96 * 10^{-3} = 0.92cm^2$

$$A_l = 12.22cm^2 \geq 0.92cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- **Vérification à ELS**

Le moment max est : $M^{0\max} = 25.46 Kn.m$

L'effort tranchant max est : $V^{\max} = 23.04KN$

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL91 (Art B. 7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

Etat limite de compression du béton :

En travée : $M_{ser}^t = 19.09KN.m$

$$\sigma_{bc} = 7.45MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

En appuis : $M_{ser}^a = 12.73KN.m$

$$\sigma_{bc} = 6.03MPa < 0.6 * f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 6. 5. 1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ 3) \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1) \Rightarrow \frac{0.15}{4.55} = 0.033 < \frac{19.09}{10 * 25.46} = 0.075$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche :**

$$f_{gi} = 1.23 \text{ mm} \quad , \quad f_{fi} = 0.83 \text{ mm}, \quad f_{pi} = 1.90 \text{ mm}, \quad f_{gv} = 2.36 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{fi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 2.2 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 2.2 \text{ mm} < \frac{455}{500} = 9.1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

III.6. Etude de la poutre palière :

a) Dimensionnement

Condition de RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

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

$$21 \text{ cm} < h < 31.5 \text{ cm}$$

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

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

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui

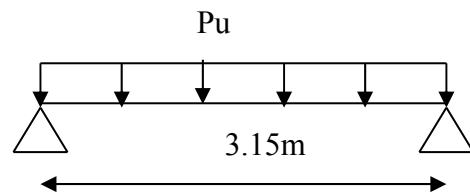


Fig. III.21. : Schéma statique de la poutre palière

ELU : $R_B = 24.44\text{KN}$

ELS : $R_B = 17.55\text{ KN}$

Les sollicitations

$P_u = 1.35 g_0 + R_B$

$P_u = 27.47\text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 34.07\text{KN} / m$

$M^t = 0.85M_0 = 28.95\text{KN} / m$

$M^a = -0.5M_0 = -17.035\text{KN} / m$

$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 43.26\text{KN}$

c) Calcul d’armature à la flexion simple :

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$
En travée	28.95	0.0869	0.113	0.267	3.11
En appuis	17.035	0.051	0.065	0.272	1.79

Tableau III.21 : Calcul d’armature de la poutre palière

$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1.014 \dots\dots\dots\text{verifier}$

d) Calcul d’armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C’est le moment d’appui (**Fig.III.22**).

$M^{tortion} = M_b^a = 17.035\text{KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l’épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu’il est possible d’inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2.)**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_I : section d’acier

$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5\text{ cm}$

$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625\text{ m}^2$

$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1\text{m}^2$

$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.92\text{cm}^2$

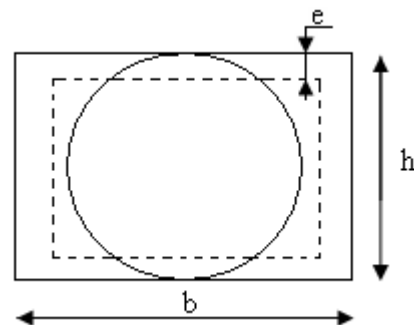


Fig.III.22. Section creuse équivalente

e) Choix des armatures**En travée**

$$A' = 3.11 + \frac{3.92}{2} = 5.07\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79\text{cm}^2$$

En appui

$$A' = 1.79 + \frac{3.92}{2} = 3.75\text{cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}10 = 4.71\text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 43.26\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{43.26 \times 10^{-3}}{0.28 \times 0.3} = 0.515\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17.035 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.72\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.77\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Ferraillage :**f) Calcul des armatures transversales :**

Soit $S_t = 15\text{cm}$

– Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.515 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.16\text{cm}^2$$

– Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{17.035 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.58\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8\text{cm}^2$ soit $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

Avec

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

Sur appuis ($M_a=17.035\text{KN.m}$) ; $y = 9.30\text{cm}$; $I = 32748 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.81\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifié

En travée ($M^t=28.85 \text{ KN.m}$)

$\sigma_{bc} = 5.27\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifié

g) Schéma de ferrailage de la poutre palière :

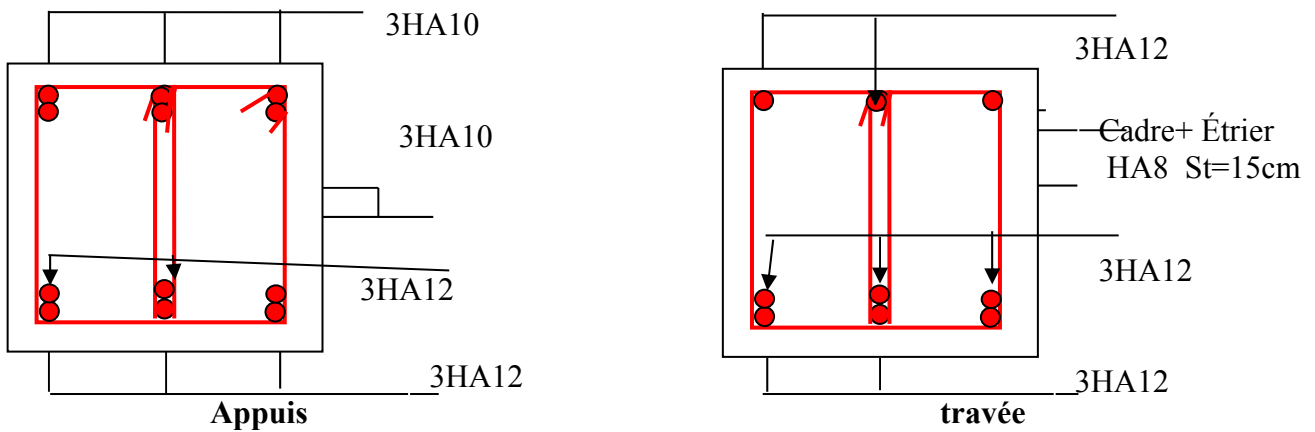


Fig.III.23. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7. Etude de la poutre brisée :

On a plusieurs types

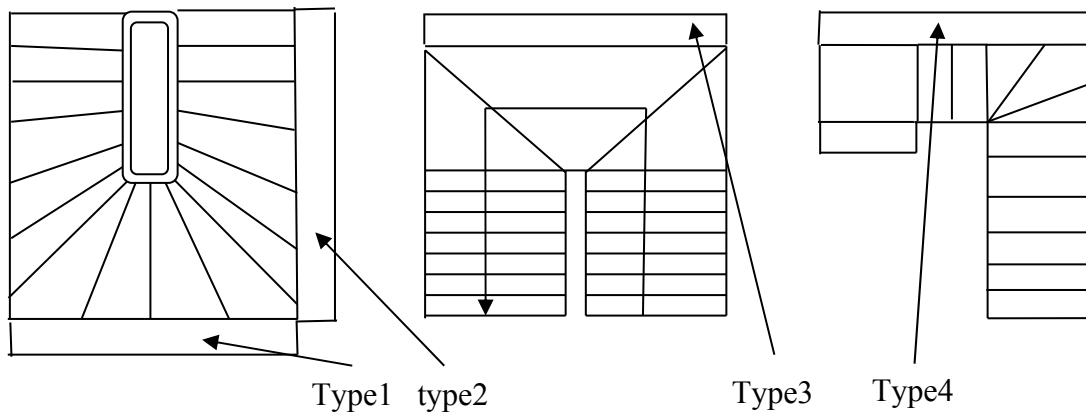


Fig.III.24 le différent type de la poutre brisé

On prend la poutre la plus défavorable (type 1) et son ferrailage sera le même pour les autres types

Le pré dimensionnement :

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{16} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

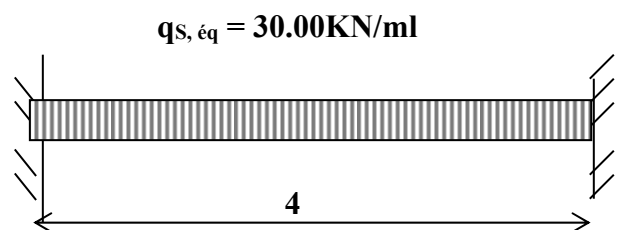
$$25.cm \leq h \leq 40cm.$$

Donc on prend $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

Vérification des conditions du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$



• Sollicitation

Le poids propre de la poutre

$$G_p = 0,3 \cdot 0,35 \cdot 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$G_v = 2.88 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre de la paillasse :

$$q_v = 7.93 \times 1,2 = 9.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q=2,5 \times 1,2=3 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison de charge**

ELU :

$$q_u = 1,35 (2,88+2,63+9,52) + 1,5 \times 2,5 = 22,79 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = 2,63+2,88+9,52 + 2,5=17,53 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$M_{\max} (\text{en travée}) = 15,19 \text{ KNm}$$

$$M_{\max} (\text{sur l'appui}) = 30,38 \text{ KNm}$$

$$V_{\max} = R_a = R_b = 45,58 \text{ KN.}$$

Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$
En travée	15.19	0.032	0.041	0.324	1.34
En appuis	30.38	0.065	0.085	0.318	2.74

Tableau III.22 : Calcul d'armature de la poutre brisée

$$A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 < A \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_u = 45,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$: pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification au cisaillement des armatures longitudinales :

$$A_l^a \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right] \frac{s}{F_e}; \text{ avec } M_u = M_a = -30,38 \text{ KNm}$$

$$A_l^a \leq 0 \rightarrow \text{aucune vérification à faire.}$$

• **Vérification a l'ELS :**

$$M^t_{ser} = 11.68 \text{ kN.m}$$

$$M^a_{ser} = 23.34 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{et : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}(d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

En travée:

$$\sigma_{bc} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 14.13 < 201.63 \text{ MPa}$$

En appui :

$$\sigma_{bc} = 2.72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 19.51 < 240 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

• **Condition de la flèche :**

$$f = 0,025 < \overline{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} = 0,8 \text{ cm}$$

$f < \overline{f}$, la condition est vérifiée

• **Calcul à la torsion :**

Calcul des sollicitations :

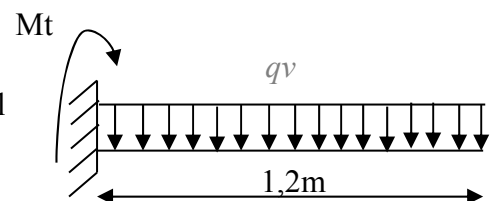
Charges revenantes à la console

Poids de la volée :

$$q = 1,35(7.93 \times 1) + 1,5(2,5 \times 1) = 14,45 \text{ KN/ml}$$

$$M^t = \frac{q.l^2}{2} = 10.4 \text{ KNm}$$

$$Vu = ql = 17.34 \text{ KN}$$



$$M^{tortion} = M^a_b = 10.4 \text{ KN.m}$$

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.1 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 2.19 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

En travée

$$A_t' = 1.34 + \frac{2.19}{2} = 2.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A_t' = 2.74 + \frac{2.19}{2} = 3.83 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 6HA10} = 4.71 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 17.34 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{17.34 \times 10^{-3}}{0.33 \times 0.3} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.4 \times 10^{-3}}{0.075 \times 2 \times 0.05} = 1.38 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Ferraillage :

Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

– **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.17 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} < 0$$

– **Torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.4 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

D'où $A_s = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage de la poutre brisée :

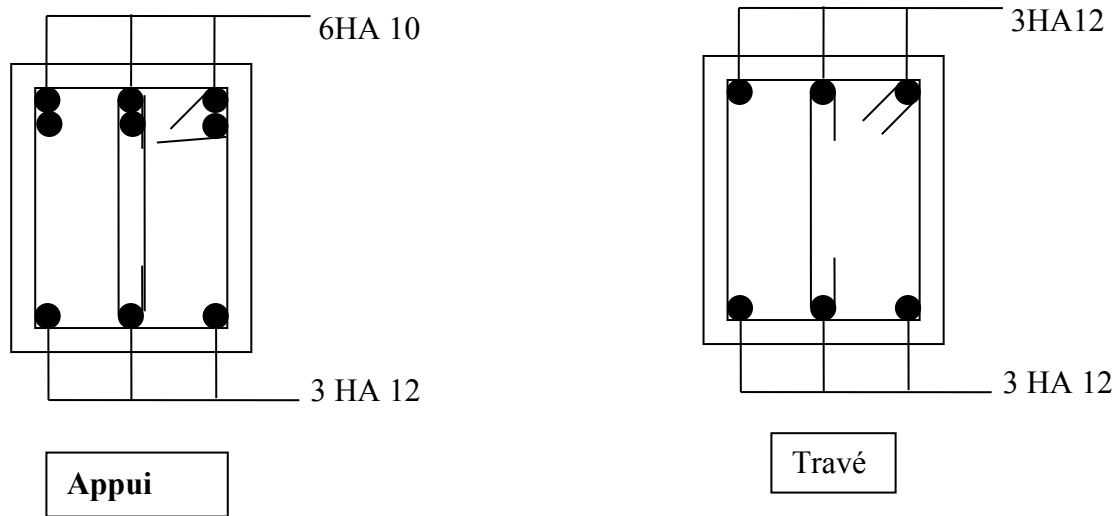


Fig.III.25. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.8. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

III.8.1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.04 = 5.88 \text{ Kn/m}^2$$

$$S = L_x \times L_y = 2.2 \times 1.8 = 3.96 \text{ m}^2 \text{ la surface}$$

$$G_2 = F_c / S = 102 / 3.96 = 25.757 \text{ Kn/m}^2$$

$$G = G_1 + G_2 = 5.88 + 25.757 = 31.637 \text{ Kn/m}^2$$

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

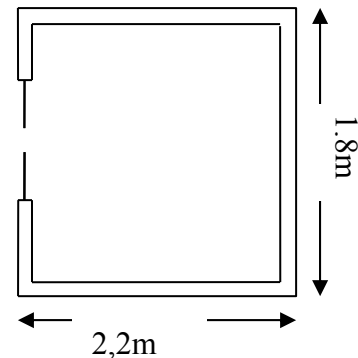


Fig. III.26. Cage de l'ascenseur

III.8.2. Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 31.637 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 44.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.2} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.055 \times 44.2 \times 1.8^2 \Rightarrow M_0^x = 7.87 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.83 \text{KNm}$

Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.69 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.1 \text{KNm}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.36 \text{KNm}$

Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)
travée	x-x	6.69	0.0145	0,018	0.1786	1.07	1.74
	y-y	4.1	0.0089	0.011	0.1791	0.65	1.6
appui	y-y	2.36	0.0051	0.0064	0.1795	0.37	1.74
	x-x						

Tableau.III. 23 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

• **Vérification à l'E.L.U**

Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.69$

$$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.74\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ² /ml)	A _t ^{min} (cm ² /ml)	A _a ^{cal} (cm ² /ml)	A _a ^{min} (cm ² /ml)	A _t ^{adp} (cm ² /ml)	A _a ^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	6.69	2.36	1.07	1.74	0.37	1.74	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	4.1	2.36	0.65	1.6	0.37	1.74	4T10=3.14	4T10=3.14

Tableau.III.24 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.81 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 26.52KN$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 34.51KN \Rightarrow \tau_u = \frac{34.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.191MPa < 1.25MPa$ Vérifié

• **Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 31.637 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 32.637KN / m^2$$

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.09KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.14KNm \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 6.03KNm$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.37KNm$

• **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $A_x = 3.14cm^2$, $b = 100\text{ cm}$, $d = 18\text{ cm}$; $y = 3.67cm$; $I = 1132cm^4$

$$\sigma_{bc} = 1.95MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est\ vérifier.$$

Sens y-y : $A_y = 3.14cm^4$; $b = 100cm$; $d = 17cm$; $y = 3.67cm$; $I = 1132cm^4$

$$\sigma_{bc} = 1.41 \leq 15MPa \dots\dots\dots c'est\ vérifier.$$

III.8.3. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

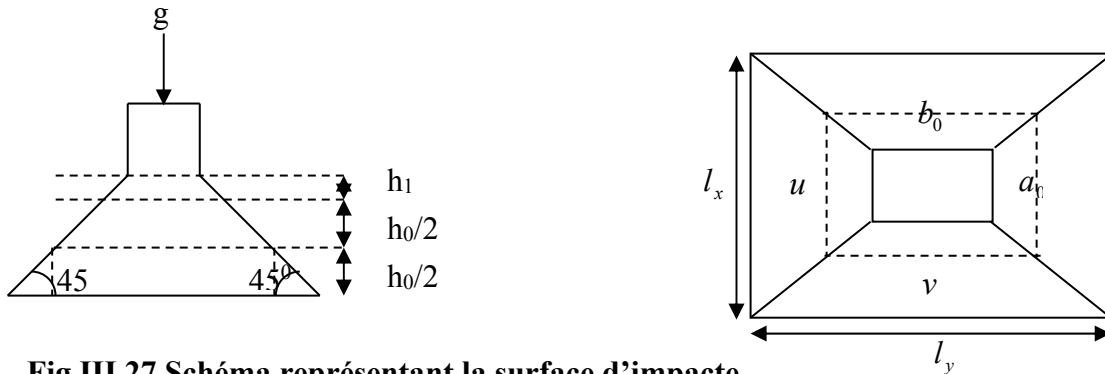


Fig.III.27 Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm ; b_0 = 80cm$

.....fiche technique

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 \Rightarrow P_u = 139.45KN$$

Les moments M_1 et M_2 sont données par les **abaques de Pigeaud** en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{220} = 0.81$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{108}{180} = 0.6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{108}{220} = 0.49$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} M_1 = 0.089 \\ M_2 = 0.073 \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.45 \times 0.089 = 12.41 \text{KNm} \\ M_{y1} = 139.45 \times 0.073 = 10.17 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.438 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.68 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.03 \text{KNm}$$

- **Superposition des moments**

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.09 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.2 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{en travée } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 14.09 = 11.97 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 10.274 = 9.52 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 14.09 = 4.22 \text{KNm}$$

Ferrailage : Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d = 17\text{cm}$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	11.97	4.22	1.93	1.74	0.67	1.74	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	9.52	4.22	1.53	1.6	0.67	1.74	4T10=3.14	4T10=3.14

Tableau III.25 : ferrailage de la dalle de la salle des machines

• **Vérification à l'E.L.U**

Vérification au poinçonnement : $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Article H. III.10)**

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432\text{cm}.$$

$$\text{Or } p_u = 139.45\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648\text{KN}.$$

Pas de risque de poinçonnement.

Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$; $d=17\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = 58.10\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.341\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification à l'E.L.S**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 103.3\text{KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 103.3 \times (0.089 + 0.2 \times 0.073) = 10.7\text{KNm}. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 103.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.089) = 9.38\text{KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.98\text{KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.144\text{KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.68 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.52 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 12.68 \Rightarrow M_t^x = 10.778 \text{KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.52 \Rightarrow M_t^y = 8.09 \text{KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 12.68 \Rightarrow M_a = 3.78 \text{KNm}$$

- **Etat limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $y = 3.55 \text{cm}$; $I = 10012 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 6.78 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

Sens y-y : $y = 3.55 \text{cm}$ et $I = 10012 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 4.91 \leq 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 0.11 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h/l = 0.11 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.076 ; \quad \frac{3.14}{100 \times 17} \leq 0.01$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

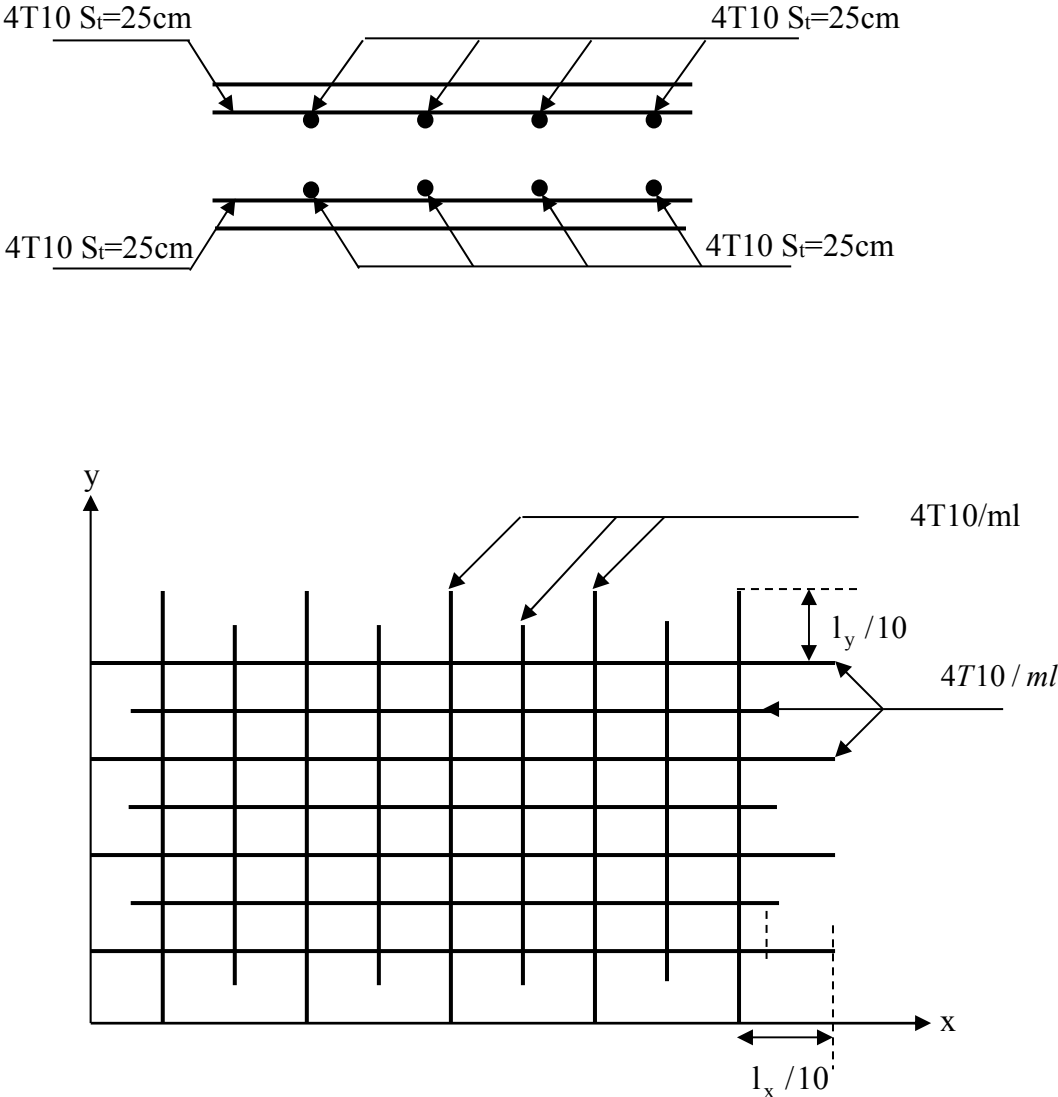


Fig.III.28. Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction :

Vu l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, on respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

IV.2.Etude de la structure au séisme :**IV.2.1. Modélisation de la structure à l'aide du logiciel SAP 2000 :**

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.2.2. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélogrammes.

IV.2.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003)

Calcul de la force sismique totale : RPA Art (4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad (IV-1)$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 1B
- Zone sismique : zone IIa

$$\Rightarrow A=0.2$$

RPA Tableau (4,1)

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction $\Rightarrow R=5$

RPA Tableau (4.3)

- **Q : Facteur de qualité**, Le facteur de qualité Q est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ **RPA Formule (4.4)**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observé e	P_q/x x	Observé e	P_q/y y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités Pq

$$Q_{/xx} = Q_{/yy} = 1 + (0.05+0.05+0.05 +0+0) = 1.15$$

- W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (IV-2) \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$ à usage habitation.

– Différents poids d'étages :

Niveau	Poids d'étage (KN)	Cumule des poids des étages (KN)
Terrasse	702.261	702.261
8 ^{em} Etage	2598.003	3300.264
7 ^{em} Etage	3126.353	6426.617
6 ^{em} Etage	3260.394	9687.011
5 ^{em} Etage	3942.396	13629.407
4 ^{em} Etage	3712.205	17341.612
3 ^{em} Etage	3928.457	21270.069
2 ^{em} Etage	3932.855	25202.924
1 ^{em} Etage	4802.109	30005.033
RDC	5275,786	35280.819
S SOL	5745.619	41026.438

Tableau IV.2. différents poids d'étages

– D : Facteur d'amplification dynamique moyen : il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA Formule (4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment RPA Tableau (4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne D'après le rapport de sol.

Donc du RPA99/version2003 (Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S₂ donc on aura :

$$T_1 = 0.15s$$

$$T_2 = 0.40s$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad (\text{IV-3})$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

RPA Tableau (4-5)

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad (\text{IV-4})$$

RPA Formule (4-6)

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

Tableau (4-6)

$$T = 0.663 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad (\text{IV-5}) \quad \text{RPA Formule (4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_y = 24.25\text{m}, \quad L_x = 19.95\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = 0.57\text{s} \\ T_x = 0.63\text{s} \end{cases}$$

$$T_y = \min (T_x; T) = 0.57\text{s}$$

$$T_x = \min (T_y; T) = 0.63\text{s}$$

Remarque : la période de vibration ne doit pas dépasser 130% de la période calculée par la formule empirique

RPA Art (4.2.4)

$$\Rightarrow \begin{cases} 1.3T_x = 0.822s \\ 1.3T_y = 0.745s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 1.504 \\ D_y = 1.605 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = 2904.49 \text{ Kn}$$

$$V_{sty} = 3099.54 \text{ Kn}$$

IV.2.2.2. Méthode dynamique modale spectrale:

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA Art (4. 3.3)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre*).

La disposition des voiles :

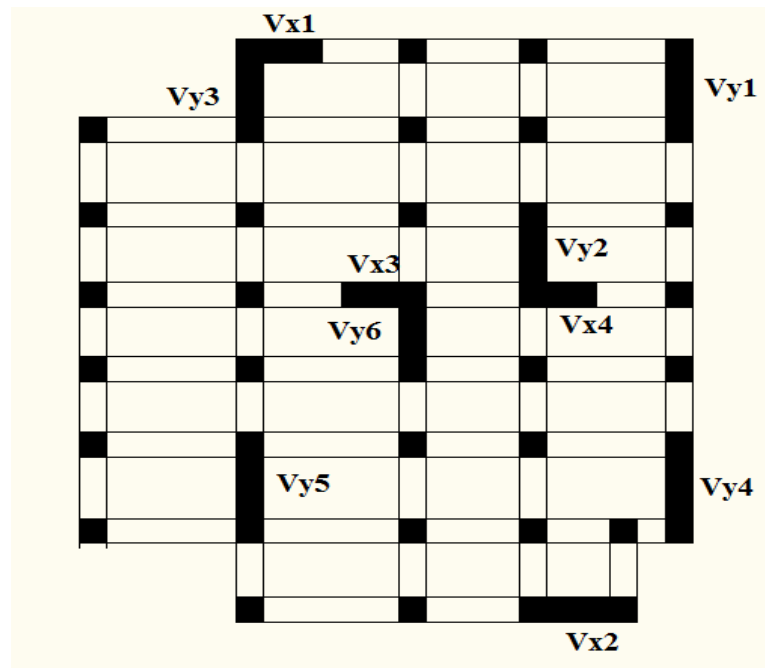
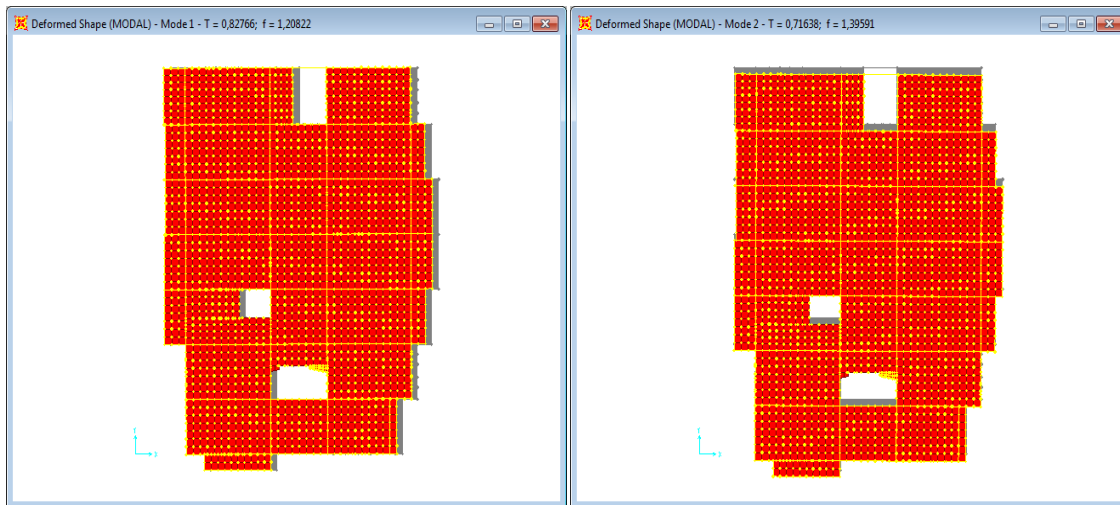


Fig. IV.1 : La disposition des voiles

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté :

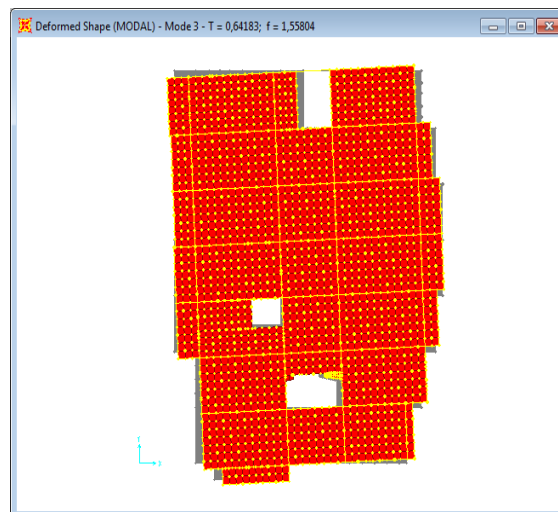
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,827665	0,67757	0,00007582	0,00003547	0,67757	0,00007582
Mode	2	0,716379	0,00018	0,65458	7,749E-09	0,67775	0,65465
Mode	3	0,641834	0,00255	0,00733	4,261E-09	0,6803	0,66199
Mode	4	0,236873	0,16169	0,00101	0,00005047	0,84199	0,663
Mode	5	0,192658	0,00125	0,16697	0,00001239	0,84325	0,82997
Mode	6	0,174431	0,00033	0,0027	0,00001345	0,84358	0,83268
Mode	7	0,137578	0,01385	0,00405	0,00064	0,85742	0,83673
Mode	12	0,108674	0,00002069	0,000001614	0,00028	0,86002	0,85173
Mode	13	0,107308	0,04206	0,00049	0,000001753	0,90208	0,85222
Mode	14	0,1065	0,0006	0,00007699	0,0032	0,90268	0,8523
Mode	29	0,08545	0,00243	0,04543	0,00184	0,9097	0,9

Tableau IV.3. Résumé des résultats de calcul.



Mode1 : translation selon x-x
T=0.82s

Mode2 : translation selon y-y
T=0.71s



Mode3 : Rotation autour de z-z
T=0.64s

Fig. IV.2 : les modes de vibration

IV.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

niveaux	Portique %	Voile%
Sous sol	83,52	16,47
RDC	88,12	11,87
Etage1	86,23	13,76
Etage2	85,25	14,74
Etage3	84,78	15,21
Etage4	83,69	16,30
Etage5	83,10	16,89
Etage6	81,69	18,30
Etage7	81,71	18,28
Etage8	83,51	16,48
terrasse	100	0

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticales

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Sens	X-X		Y-Y	
Niveaux	portique %	Voile%	Portique%	Voile%
Sous sol	65,41	34,58	55,56	44,43
RDC	66,14	33,85	64,26	35,73
Etage1	61,24	38,75	64,86	35,13
Etage2	59,98	40,01	64,59	35,40
Etage3	60,96	39,03	67,04	32,95
Etage4	57,07	42,92	61,53	38,46
Etage5	55,15	44,84	64,12	35,87
Etage6	52,59	47,40	55,58	44,41
Etage7	52,15	47,84	60,34	39,65
Etage8	50,47	49,52	56,64	43,35
Terrasse	100	0	100	0

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontales

On constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée.

IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon (Art 4.3.6)[2] la résultante des forces sismiques à la base V_{sta} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{dym} .

Force sismique	Vdy	Vst	Vdy/Vst
sens x-x	2962,787	3740,445	0,7920948
sens y-y	3428,227	3900,749	0,87886378

Tableau IV.6. Vérification de l'effort tranchant à la base.

$\frac{V_{dym}}{V_{sta}} > 0.8$ Selon le sens Y-Y donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas

majorés.

$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} < 0.8$ Selon le sens X-X donc les paramètres de la réponse calculés seront majorés par

le coefficient $0.8 \frac{V_{st}}{V_{dy}}$

IV.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{(IV-8)} \quad \text{RPA Art (7.4.3.1)}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

niveau	N (KN)	B (cm ²)	Fc28(MPa)	Nr (MN)	Obs.
S SOL	-1790,93	3300	25	-0,2170824	Vérifié
RDC	-1658,14	2750	25	-0,2411842	Vérifié
Etage 1	-1447,06	2750	25	-0,2104816	Vérifié
Etage 2	-1245,66	2250	25	-0,2214515	Vérifié
Etage 3	-1057,61	2250	25	-0,1880200	Vérifié
Etage 4	-867,596	1800	25	-0,1927991	Vérifié
Etage 5	-688,727	1800	25	-0,1530504	Vérifié
Etage 6	-508,109	1400	25	-0,145174	Vérifié
Etage 7	-333,754	1400	25	-0,0953582	Vérifié
Etage 8	-162,691	1400	25	-0,0464831	Vérifié

Tableau IV.7. Résumé des résultats

IV.6. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{(IV-9)} \quad \text{RPA Art(4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA Art(5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	δk (m)	$\delta k-1$ (m)	Δk (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	Observation
1	0,001	0	0,001	0,0003268	Vérifiée
2	0,005	0,001	0,004	0,00098039	Vérifiée
3	0,0085	0,005	0,0035	0,00114379	Vérifiée
4	0,013	0,0085	0,0045	0,00147059	Vérifiée
5	0,0175	0,013	0,0045	0,00147059	Vérifiée
6	0,0225	0,0175	0,005	0,00163399	Vérifiée
7	0,027	0,0225	0,0045	0,00147059	Vérifiée
8	0,0315	0,027	0,0045	0,00147059	Vérifiée
9	0,036	0,0315	0,0045	0,00147059	Vérifiée
10	0,04	0,036	0,004	0,00130719	Vérifiée
11	0,041	0,04	0,001	0,00035714	Vérifiée

Tableau IV.8.Vérification des déplacements relatifs sens x-x

Niveau	δk (m)	$\delta k-1$ (m)	Δk (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	Observation
1	0,001	0	0,001	0,0003268	Vérifiée
2	0,004	0,001	0,003	0,00073529	Vérifiée
3	0,007	0,004	0,003	0,00098039	Vérifiée
4	0,011	0,007	0,004	0,00130719	Vérifiée
5	0,015	0,011	0,004	0,00130719	Vérifiée
6	0,0195	0,015	0,0045	0,00147059	Vérifiée
7	0,024	0,0195	0,0045	0,00147059	Vérifiée
8	0,0285	0,024	0,0045	0,00147059	Vérifiée
9	0,0325	0,0285	0,004	0,00130719	Vérifiée
10	0,0365	0,0325	0,004	0,00130719	Vérifiée
11	0,0395	0,0365	0,003	0,00107143	Vérifiée

Tableau IV.9.Vérification des déplacements relatifs sens y-y

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**RPA Art (5.9)**

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10. \quad (\text{IV-10})$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

	X-X			Y-Y	
Niveau	θ	Observation	Niveau	θ	Observation
1	0,00701017	Vérifiée	1	0,00482331	Vérifiée
2	0,02496461	Vérifiée	2	0,01213917	Vérifiée
3	0,01703447	Vérifiée	3	0,01289741	Vérifiée
4	0,02077296	Vérifiée	4	0,01623227	Vérifiée
5	0,01646663	Vérifiée	5	0,01326444	Vérifiée
6	0,01647312	Vérifiée	6	0,01286697	Vérifiée
7	0,01072221	Vérifiée	7	0,0098321	Vérifiée
8	0,00894545	Vérifiée	8	0,00792788	Vérifiée
9	0,00506301	Vérifiée	9	0,00421935	Vérifiée
10	0,00106243	Vérifiée	10	0,00111706	Vérifiée
11	0	Vérifiée	11	0	Vérifiée

Tableau IV.10. Vérification des effets P-Δ

Commentaire : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.8. Conclusion :

Les voiles présentent, généralement, une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait les conditions exigées par le RPA 99 version 2003.

Chapitre V

Etude des éléments principaux

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$1,35G + 1,5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$

$$0,8 G \pm Ex$$

$$0,8 G \pm Ey$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

$$(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

Il est à noter que : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **START design /check of structure** ».

V.1.1 : Recommandations du RPA99 :**a. Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0,8 \% b_1 \cdot h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

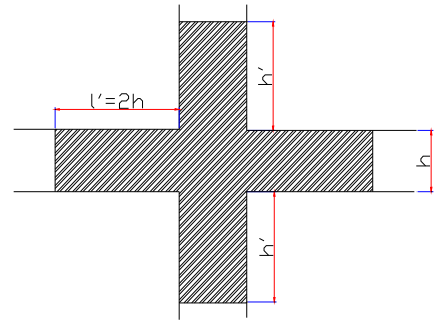


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	Amax RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol	55x60	26.4	132	198
RDC+1 ^{er} étage	50x55	22	110	165
2+3 ^{eme} étage	45x50	18	90	135
4+5 ^{eme} étage	40x45	14.4	72	108
6+7+8+Terrasse	30x35	8.4	42	63

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{Avec :}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- ✓ **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où :

1. ϕ_l Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\checkmark A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\checkmark A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ;$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 : Ferrailage des poteaux :

a) Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau (tab5.8) ci-après :

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Sous sol	-1790.93	3.084	51.81	-935.93	-649.755	11.29
RDC, Etage1	-1658.14	-20.26	49.84	-854.54	-594.5	44.5
Etage2 et 3	-1245.66	-55.91	-82.33	-1200.77	-446.34	70.68
Etage4et 5	-867.59	-54.39	79.56	-448.66	-322.89	71.70
Etage6.7.8et terrasse	-508.1	-48.27	68.84	-273.84	-200.21	61.47

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

b) ferrailage des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage des poteaux se fait suivant les deux plans (1-2 et 1-3) et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	A _{Soc} (cm ²)	A _{RPA} ^{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
S-Sol	55x60	32.81	26.4	12HA20=37,68
RDC et Etage1	50x55	27.92	22	8T20 + 4T16 = 33.16
Etage 2,3	45x50	22.25	18	4T20+4T16 +4T14 = 26.76
Etage 4,5	40x45	17.39	14.4	4T20+4T16 =20.60
Terrasse et étage 6,7,8	35x40	12.80	11.2	4T16+4T14 = 14.20

Tableau V.3 : Résultats des Armatures longitudinale dans les poteaux

c) Les armatures transversales

Niveau	S sol,	RDC 1 ^{er} étage	Etages 2 et 3	Etages 4 et 5	Etages 6,7et8	Terrasse
Section (cm ²)	55x60	55x50	50x45	45x40	35x40	35x40
ϕ_t^{\max} (cm)	2	2	2	2	1.6	1.6
ϕ_t^{\min} (cm)	2	1.4	1.4	1.6	1,4	1.4
l_f (cm)	214.2	285.6	214,2	214,2	214,2	196
λg	3.89	5.71	4.76	5.35	6.12	5.6
Vu (KN)	111.43	126.43	116.39	100.26	63.06	63.06
l_r	100	80	80	80	64	64
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.74	1.43	2.18	1.93	1.47	1.47
A_t^{\min} (cm ²)	1.65	1.65	1.50	1.35	1.05	1.05
A_t adopté (cm ²)	3,02	3,02	3,02	2.01	2.01	2.01
Nbre de barres	6T8	6T8	6T8	4T8	4T8	4T8

Tableau V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t = \frac{\phi_t^{\max}}{3} = 6.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

V.1.3 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \cdot v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s' \cdot (v - d')^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

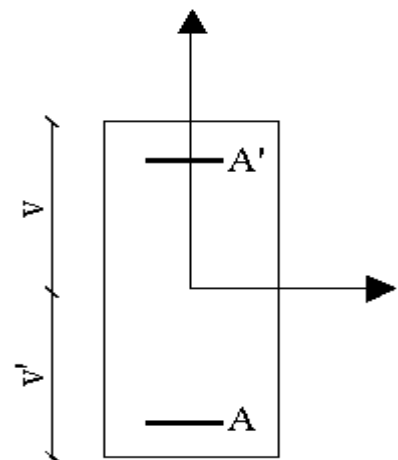
$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A_s \cdot (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right)$$

$$v' = h - v \text{ et } d = 0,9h$$

$$B = b \cdot h + 15 \cdot A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :



Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (m)	v' (m)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous sol	55x60	54	37,68	0.33	0.27	0.039	1525.06	40.98	4,57	15
RDC	50x55	49.5	33.16	0.3	0.25	0,0272	1405.7	33.14	4.99	15
Etage1	50x55	49.5	33,16	0,3	0,25	0,0272	1233.86	54.91	4,90	15
Etage2	45x50	45	26.76	0,28	0,22	0,0181	1069.2	36.26	5.01	15
Etage3	45x50	45	26.76	0,28	0,22	0,018	912.87	40.96	4.54	15
Etage4	40x45	40.5	20.60	0,33	0,12	0,012	755.21	30.98	4.74	15
Etage5	40x45	40.5	20.60	0,33	0,12	0,012	604.34	42.86	4.47	15
Etage6	35x40	36	14.20	0,22	0,18	0,0073	448.21	17.68	3,73	15
Etage7	35x40	36	14.20	0,22	0,18	0,0073	316.17	18.91	2.98	15
Etage8	35x40	36	14.20	0,22	0,18	0,0073	217.31	25.29	2.70	15
Terrasse	35x40	36	14.20	0,22	0,18	0,0073	154.89	27.11	2.43	15

Tableau V.5 : Vérification des contraintes dans le béton.

V.1.4 Vérification aux des sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton}$$

sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
Sous sol	55x60	2.14	3.89	0,04	54	94.16	0,317	1
RDC	50x55	2.85	5.71	0,075	49.5	44.23	0.178	1.875
Etage1	50x55	2.14	4.28	0,04	49.5	51.48	0,208	1
Etage2	45x50	2,14	4.76	0,04	45	37.14	0,183	1

Etage3	45x50	2,14	4.76	0,04	45	43.37	0.214	1
Etage4	40x45	2,14	5.35	0,075	40.5	32.22	0,198	1.875
Etage5	40x45	2,14	5.35	0,075	40.5	44.47	0,274	1.875
Etage6	35x40	2,14	6.12	0,075	36	23.79	0,118	1.875
Etage7	35x40	2,14	6.12	0,075	36	26.68	0,211	1.875
Etage8	35x40	2,14	6.12	0,075	36	33.52	0,266	1.875
Terrasse	35x40	1.96	5.6	0,075	36	23.50	0,186	1,875

Tableau V.6 : Vérification des sollicitations tangentes

V.1.5 : Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N^{\max} \leq N_u$$

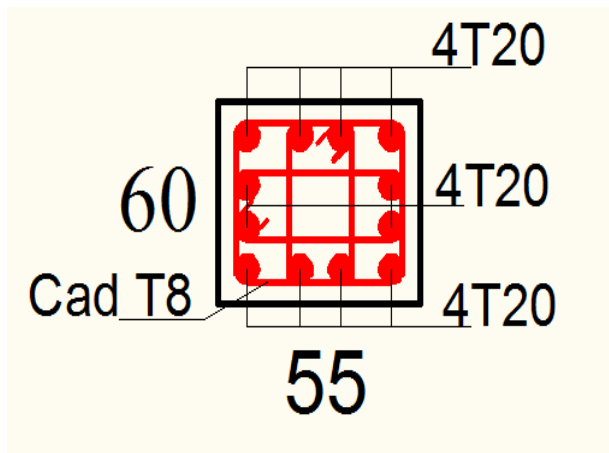
$$N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	Λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
S sol	55*60	3.06	2.142	0.173	12.38	0.829	37.68	3074	2087.28	7003.2
RDC	50*55	4.08	2.856	0.158	18.07	0.806	33.16	2544	1922.818	5864.5
Etage1	50*55	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	33.16	2544	1686.499	5864.5
Etage2	45*50	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	26.76	2064	1460.54	4753
Etage3	45*50	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	26.76	2064	1245.78	4753
Etage4	40*45	3.06	2.142	0.129	16.6	0.776	20.60	1634	1029.36	3742.44
Etage5	40*45	3.06	2.142	0.129	16.6	0.776	20.60	1634	822.159	3742.44
Etage6	35*40	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	14.20	1419	609.047	3121.69
Etage7	35*40	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	14.20	1419	402.126	3121.69
Etage8	35*40	3.06	2.142	0.115	18.62	0.804	14.20	1419	199.585	3121.69

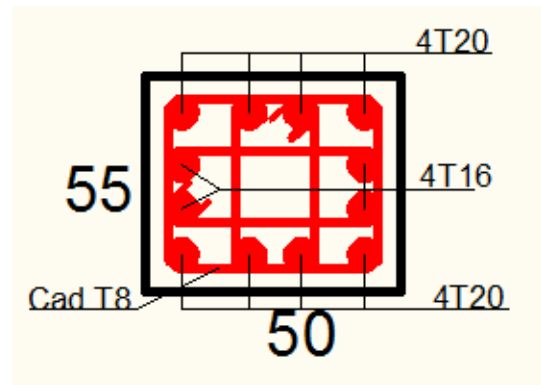
Tableau V.7 : vérification au flambement

→ $N_{\max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

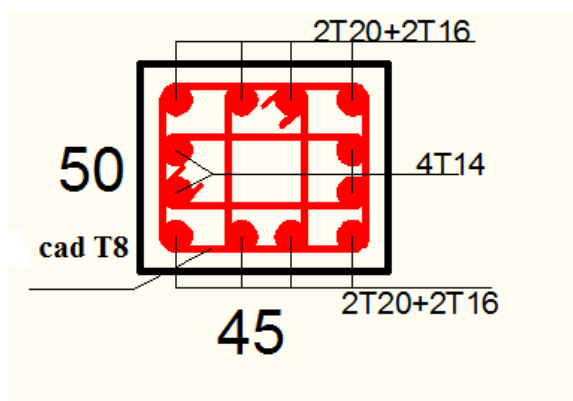
V.1.6 Schéma de ferrailage des poteaux :



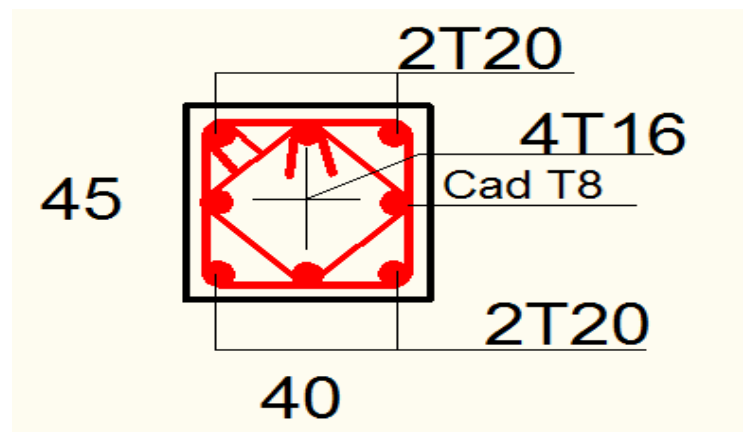
S Sol



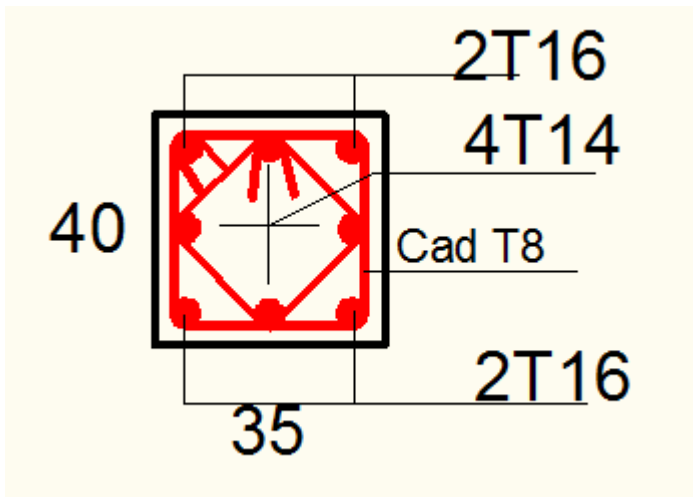
RDC+Etage 1



Etage2 &3



Etage4 &5



Etage 6,7&8+Terrasse

Fig. V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

RPA99 (Article 5.2)

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leur longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone IIa.

V.2.1. Recommandation du RPA99 :**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$. : dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Ferrailage des poutres :**a) Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000, on a pris le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Niveau	Type de poutre	Section (cm)	localisation	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Nombre de barres
Sous sol Et RDC	principale	40x30	Appui	5.36	6	48	8.29	2T20+1T16
			Travée	3.44	6	72	8.29	2T20+1T16
	secondaire	30x30	Appui	3.44	4.5	36	6.03	3T16
			Travée	3.44	4.5	54	6.03	3T16
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 ^{eme} Etage	principale	40x30	Appui	7.79	6	48	8.29	2T20+1T16
			Travée	4.18	6	72	8.29	2T20+1T16
	secondaire	30x30	Appui	4.69	4.5	36	6.03	3T16
			Travée	3.44	4.5	54	6.03	3T16
8 ^{me} étage, Terrasse	principale	40x30	Appui	7.79	6.00	48	8.29	2T20+1T16
			Travée	4.92	6.00	72	8.29	2T20+1T16
	secondaire	30x30	Appui	3.35	4.5	36	6.03	3T16
			travée	2.51	4.5	54	6.03	3T16

Tableau V.8 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

Les longueurs de recouvrement

- La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40 \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \text{ Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} : L_r = 40 \phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \text{ soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales

Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(1,14; 3; 1,6 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

Calcul de l'espacement

Selon le RPA

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10,19.2,30)$ Soit : $S_t=10$ cm

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10,19.2,30)$ Soit : $S_t=10$ cm

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$; Soit : $S_t=15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \leq 15$ cm, Soit : $S_t=15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot d = 0,003 \cdot 15 \cdot 38 = 1,71\text{cm}^2$$

$A_t = 2,01 > A_{\min} = 1,71\text{cm}^2$c'est vérifiée.

V.2.3. Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,37 < A = 2,01\text{cm}^2$$
.....c'est vérifiée.

- Contrainte tangentielle maximale :

- Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	264.52	2.32	Vérifiée
Poutres secondaires	150.6	2.84	Vérifiée

Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25\text{MPa}$ donc : Pas de risque de cisaillement

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

Poutres principales :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[264.52 + \frac{-106.8}{0,9 \cdot 0,38} \right] = -0.13 < 0$$
 aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 264.52}{400} = 7.6\text{cm}^2 \Rightarrow \text{si Vérifiée}$$

Poutres secondaires :

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right] \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left[150,6 + \frac{-55,79}{0,9 \cdot 0,28} \right] = -2,03 < 0 \text{ Aucune vérification à faire.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \cdot 150,6}{400} = 4,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{si Vérifiée}$$

V.2.4. Vérification à l'ELS :

L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	76.13	78300	12.4	12.06	15
	Travées	71.75	99060	14	10.19	15
Poutres secondaires	Appuis	26.39	39264	10.32	6.93	15
	Travées	29.07	39264	10.32	7.64	15

Tableau V.10 : Vérification de la flèche dans les poutres

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Poutres principales :

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{40}{600} = 0,066 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$M_t = 71.75 \text{ KNm}$$

$$G = 32.1 \text{ KN/m} ; Q = 24 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \cdot 0,40 \cdot 0,30 = 3 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 32.1 + 3 = 35.1 \text{ KN/m}$$

$$q_u = G + Q = 32.1 + 24 = 56.1 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 256.45 \text{ KN.mm}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.066 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.027 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{bxd} = \frac{8.29 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.36} = 0.0076 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Poutres secondaires :

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{30}{355} = 0,084 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 29.07 \text{ Kn.m}$$

$$G = 18.99 \text{ KN/m} ; Q = 14.2 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 11.51 + 2.25 = 13.76 \text{ KN/m}$$

$$q_u = G + Q = 13.76 + 14.2 = 27.96 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 44.04 \text{ KNm}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.084 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.066 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

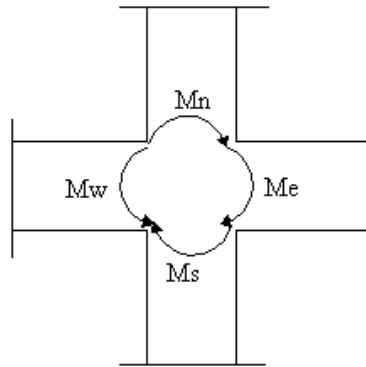
$$(3) : \frac{A}{bxd} = \frac{8.29 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.36} = 0.0071 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est nécessaire.

V.2.4 : Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).



a. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = Z \cdot A_s \cdot \sigma_s$ Avec : $Z = 0,85 \cdot h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

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

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Plans	Z (m)	As (cm ²)	MR (KNm)
S Sol	55x60	1-2	0,467	37,68	613
		1-3	0,51		669.45
RDC et 1 ^{er} étage	50x55	1-2	0,425	33.16	490
		1-3	0,467		538.9
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	45x50	1-2	0,382	26.76	355.73
		1-3	0,425		395.78
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	40x45	1-2	0,34	20.60	243.73

étages		1-3	0,382		273.84
6 ^{eme} 7 ^{eme}	35x40	1-2	0.297	14.20	146.76
8 ^{eme} étages et terrasse		1-3	0,34		168.014

Tableau V.11 : Moment résistant dans les poteaux.

b. Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Sens	$1,25 \cdot (M_w + M_e)$ (KNm)	$M_n + M_s$ (KNm)	Observation
S sol	x-x	66.88	613	Vérifiée
	y-y	122.6	669.45	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	x-x	66.88	490	Vérifiée
	y-y	122.6	538.9	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	x-x	66.88	355.73	Vérifiée
	y-y	122.6	375.98	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	x-x	66.88	243.73	Vérifiée
	y-y	122.6	273.84	Vérifiée
6 ^{eme} et 7 ^{eme} 8 ^{eme} étage et terrasse	x-x	66.8	146.76	Vérifiée
	y-y	122.6	168.014	Vérifiée

Tableau V.12 : Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux est supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.5: Dispositions constructives :

- Longueur des crochets

$$L = 10\phi_t = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm}$$

- Disposition constructive

- La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \cdot 2,0 = 80 \text{ cm}$

Soit : $L_r = 80 \text{ cm}$

-La zone nodale

Les dimensions de la zone nodale sont :

Pour le sous sol :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \Rightarrow h' = \text{Max} \left(\frac{306}{6}, 55, 60, 60 \right), \text{ soit } h' = 60 \text{ cm}$$

$$l' = 2h = 2 * 60 = 120 \text{ cm}$$

RDC et : $h' = 68 \text{ cm}$ et $l' = 136 \text{ cm}$

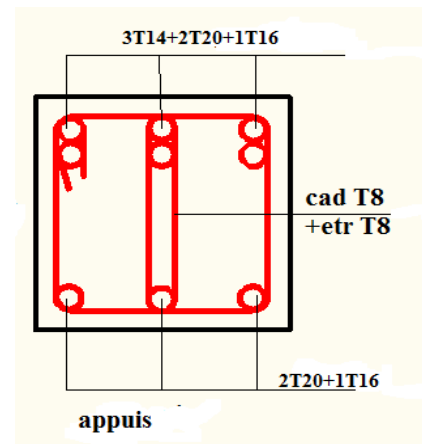
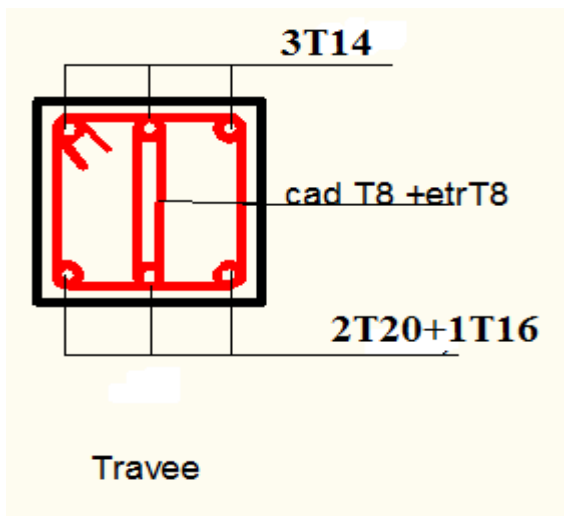
Pour le 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 120 \text{ cm}$

Pour le 4^{ème} et 5^{ème} étage : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 120 \text{ cm}$

Pour le 6^{ème}, 7^{ème} 8^{ème} étage et la terrasse : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 120 \text{ cm}$

V.2.6 : Schéma de ferrailage des poutres :

Poutre principale :



Poutre secondaire :

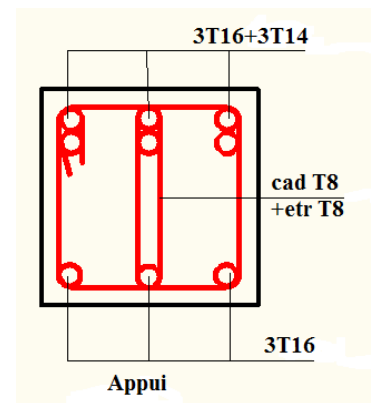
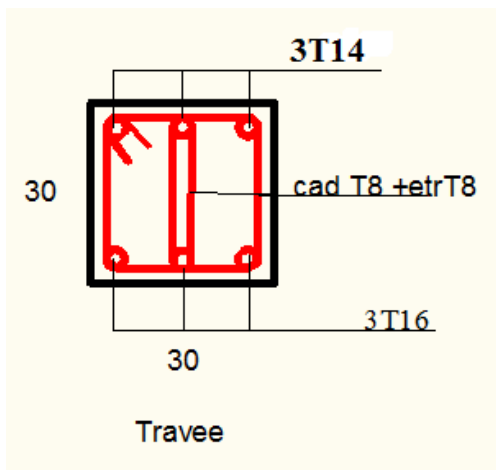


Fig. V.3 : Schéma de ferrailage des poutres

V.3 : Etude des voiles :**V.3.1 : Définition :**

Les voiles ou murs de contreventements peuvent être définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Dans les plans des deux dimensions le voile présente généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales se qui impose la disposition des voiles dans l'autre sens car le voile présente une faible rigidité suivant le plan de sa troisième dimension.

- Pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, les voiles sont soumis à des charges verticales (G et Q) dont le pourcentage à reprendre est 20% au plus et à des charges horizontales (E) dont le pourcentage à reprendre est 75% au plus.

- Les types de voiles : le modèle le plus simple d'un voile est celui travaillant comme une console parfaitement encadrée à sa base, on peut distinguer entre deux types de voile du point de vue de leurs comportements, les voiles élancés dont le rapport de la hauteur sur la longueur est supérieur

à $1.5 \left(\frac{h}{l} > 1.5 \right)$ et les Voiles courts dont le rapport de la hauteur à la longueur est inférieur

à $1.5 \left(\frac{h}{l} < 1.5 \right)$

- Les modes de ruptures dans un voile : en fonction de l'élancement, il ya deux types de modes de ruptures des voiles :

→ Modes de rupture des voiles élancés

→ Modes de rupture des voiles courts

- Les modes de ruptures des voiles élancés :

→ Rupture par flexion : on peut citer :

- rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du Béton comprimé.

- rupture par écrasement du béton à cause de l'effort normale important.

- rupture fragile des armatures verticales tendues se produit lorsque les armatures Verticales sont réparties et non concentrées aux extrémités.

→ Ruptures par effort tranchant : on peut citer :

- rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage

→ Ruptures par flexion et effort tranchant

- Pour le dimensionnement des voiles on se réfère à l'RPA 99 qui indique que :

→ L'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminée

En fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

Comme (voir le chapitre II).....RPA 99 (Art 7.7.1).

→ La largeur minimale d'un voile est fonction de son épaisseur est donnée par la

Condition suivante :

$L_{\min} \geq 4 a$ (a : épaisseur).....RPA99 (Art 7.7.1).

V.3.2. Le ferrailage :

a. Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

$A_v^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

($A_{\min} = 0,15\%b \cdot l$)

$A_v^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{\text{adoptée}} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{\min} = 0,15\%b \cdot l$)

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_v^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

N^{bre} / ml : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

V.3.2.1 Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Voile sens xx : (Vx 1)

Niveau	S Sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{eme} étage	4 et 5 ^{eme} étage	6,7 et 8 ^{eme} + terrasse
Section (cm ²)	330x20	330x20	330x20	330x20	330x20
N (KN)	-270	-108.8	61,92	83.396	32,39
M (KNm)	-1663.59	-1314.5	-635,82	-386.813	-204.5
V (KN)	-255.406	246.74	167.63	139.88	104.66
Amin (RPA) (cm ²)	9,9	9.9	9.9	9.9	9.9
A calculée/ face (cm ²)	17,27	12.46	4.73	2.36	1.38
A adopté / face (cm ²)	18.96	13.56	7.75	7.75	7,75
Nombre de barres/face	12T14	12T12	6T10+6T8	6T10+6T8	6T10+6T8
St (cm)	30	30	30	30	30
A _h calculée (cm ²)	0.94	0.91	0.62	0.52	0.39
A _h min / St (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
A _h adoptée/St (cm ²)	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Nombre barre/St	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.13 : ferrailage de voile Vx 1

Voile Vx 2 :

Niveau	S Sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{eme} Etage	4 et 5 ^{eme} étage	6,7 et 8 ^{eme} + terrasse
Section (cm ²)	440x20	440x20	440x20	440x20	440x20
N (KN)	-136.95	-61.03	-5.5	-5.31	2.63
M (KNm)	-1559.19	-1458.96	-866.8	-529.57	-306.29
V (KN)	240.97	235.62	156.58	110.07	77.07
Amin (RPA) (cm ²)	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2
A calculée/ face (cm ²)	11.418	9.935	5.59	3.418	1.913
A adopté / face (cm ²)	15.47	13.43	10.84	10.28	8.53
Nombre de barres/face	6T12+11T10	17T10	8T10+9T8	6T10+11T8	17T8
St (cm)	30	30	30	30	30
A _h calculée (cm ²)	0.67	0.52	0.43	0.31	0.21
A _h min / St (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
A _h adoptée/St (cm ²)	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
Nombre barre/St	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.14 : ferrailage de voile Vx 2

Voile Vx3 :

Niveau	S Sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{eme} étage	4 et 5 ^{eme} étage	6,7 et 8 ^{eme} + terrasse
Section (cm ²)	250x20	250x20	250x20	250x20	250x20
N (KN)	526.94	417.96	289.8	53.92	17.7
M (KNm)	-6.94	-55.51	-89.89	-320.76	-238.73
V (KN)	-113.94	-149.9	-207.25	223.16	-214.52
Amin (RPA) (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A calculée/ face (cm ²)	6.69	6.05	4.97	3.02	2.5
A adopté / face (cm ²)	7.11	7.11	7.11	4.52	4.52
Nombre de barres/face	9T10	9T10	9T10	9T8	9T8
St (cm)	30	30	30	30	30
A _h calculée (cm ²)	0.77	0.87	1.21	1.30	1.25
A _h min / St (cm ²)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
A _h adoptée/St (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
Nombre barre/St	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
St (cm)	25	25	25	25	25

tableau V.15 : ferrailage de voile Vx 3**Voile sens YY : (Vy3)**

Niveau	S Sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{eme} étage	4 et 5 ^{eme} étage	6,7 et 8 ^{eme} + terrasse
Section (cm ²)	345x20	345x20	345x20	345x20	345x20
N (KN)	2417.053	282.60	256.71	134.28	78.6
M (KNm)	-2.82	807.32	471.46	298.20	212.25
V (KN)	350.36	97.17	86.72	93.45	113.39
Amin (RPA) (cm ²)	10.35	10.35	10.35	10.35	10.35
A calculée/ face (cm ²)	30.2	9.68	6.69	3.91	2.60
A adopté / face (cm ²)	30.29	15.82	11.06	9.04	9.04
Nombre de barres/face	5T12+16T14	14T12	14T10	7T10+7T8	7T10+7T8
St (cm)	20	30	30	30	30
A _h calculée (cm ²)	1.23	0.34	0.34	0.33	0.4
A _h min / St (cm ²)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
A _h adoptée/St (cm ²)	1.58	1.58	1.02	1.02	1.02
Nombre barre/St	2T10	2T10	2T8	2T8	2T8
St (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.16 : ferrailage de voile Vy 3

V.3.2.2 Voile sens YY avec ouverture :**Trumeau :**

Niveau	S Sol	Ty1		Ty2	
		RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} Etage	3,4 et 5 ^{eme} Etage	6,7 et 8 ^{eme} Etage
Section (cm ²)	/	110x20	110x20	120x20	120x20
N (KN)	/	389.9	97.09	286.04	151.39
M (KNm)	/	190.87	103.52	82.87	42.03
V (KN)	/	75.62	61.44	97.89	129.78
A _{min} (RPA) (cm ²)	/	3.3	3.33	3.6	3.6
A calculée/ face (cm ²)	/	9.25	4.16	5.24	2.72
A adopté / face (cm ²)	/	10.78	7.91	7.91	5.53
Nombre de barres/face	/	7T14	7T12	7T12	7T10
St (cm)	/	20	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	/	0.82	0.67	1.01	1.34
A _h min / St (cm ²)	/	0.75	0.75	0.75	0.75
A _h adoptée/St (cm ²)	/	2.26	1.58	1.58	1.58
Nombre barre/St	/	2T12	2T10	2T10	2T10
St (cm)	/	25	25	25	25

Tableau V.17 : ferrailage de trumeau Ty1et Ty2**V.3.3. Vérification au Cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003 à

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

$$d=0.9h$$

D'après les résultats obtenus dans l'analyse dynamique :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \cdot d} = 1.4 * \frac{350.36 * 10^{-3}}{0.2 * 0.9 * 2.86} = 0.95 \text{ MPA} \leq 5 \text{ MPA} .$$

Condition vérifiée pour tous les autres efforts tranchants

V.3.4 : Les Linteaux :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1.4 V_u \text{ calcul} \quad \text{RPA99version2003 (art7.7.3.1)}$$

b_0 : épaisseur du linteau

d : hauteur utile = 0.9 h

h : hauteur totale de la section brute

$$\text{Donc } \tau_b = \frac{1.4 \times 82.61 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 1.88} = 0.34 \text{ MPa} \leq 0.06 f_{c28} \quad (\text{linteaux RDC})$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 51.54 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 0.86} = 0.62 \text{ MPa} \leq 0.06 f_{c28} \quad (\text{linteaux courant})$$

Donc les linteaux sont ferrillés par trois types d'armatures

- Des aciers longitudinaux de flexion,
- Des aciers transversaux,
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales se fait à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables obtenues (tab 5.15). Tous les linteaux seront ferrillés de la même manière.

Les sections à ferriller sont de 0.81×0.2 pour le RDC et de 0.81×0.15 pour les autres niveaux

Les résultats du ferrillage sont résumés dans le tableau (tab 5.24) suivant :

Section (cm ²)	M (KN.m)	A ['] _{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} barres
1.88*0.2	90.47	1.22	5.64	6.03	3T16
0.86*0.2	30.56	0.93	2.58	3.08	2T14

Tableau. V.18. Ferrillage longitudinal des linteaux

b) Armatures transversales :

b.1) Contrainte limite de cisaillement : RPA99 version 2003 (art 7.7.2)

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

b.2) Section des armatures transversales :

RDC :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1.2}{1.88} = 0.63 \quad (\text{linteau court}) \Rightarrow s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e} \quad \text{RPA99 version 2003 (art 7.7.3.1)}$$

Où

s = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'armatures transversales

V = effort tranchant dans la section considérée

l = portée du linteau

$$\text{Soit } s = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{115.65 \times 10^{-3} \times 0.2}{400 \times (1.2 - 0.2)} = 0.578 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0015 b.s = 0.0015 \times 0.2 \times 0.2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **1T10=0.79cm** chaque **20 cm**

Etage :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1.2}{0.86} = 1.39 \text{ (linteau long)} \Rightarrow s \leq \frac{A_n \cdot f_e \cdot z}{V} \quad \text{RPA99version2003}$$

$$\text{Soit } s = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{72.156 \times 10^{-3} \times 0.2}{400 \times 0.81} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0015 b.s = 0.0015 \times 0.2 \times 0.2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **1T10=0.79cm** chaque **20 cm**

c) Armatures longitudinales de peau :

RDC :

Elles doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$$A_c = 0.002 \times 0.2 \times 1.88 = 7.52 \text{ cm}^2$$

Soit 10T 10 = 7.9 cm² (10T10/face) avec un espacement $s = 15 \text{ cm}$

Etage

$$A_c = 0.002 \times 0.2 \times 0.86 = 3.44 \text{ cm}^2$$

Soit 4T 12 = 4.52 cm² (4T12/face) avec un espacement $s = 15 \text{ cm}$

V.3.5 : schémas de ferrailage :

a) exemple de voile (Vx3 L=2.5m) :

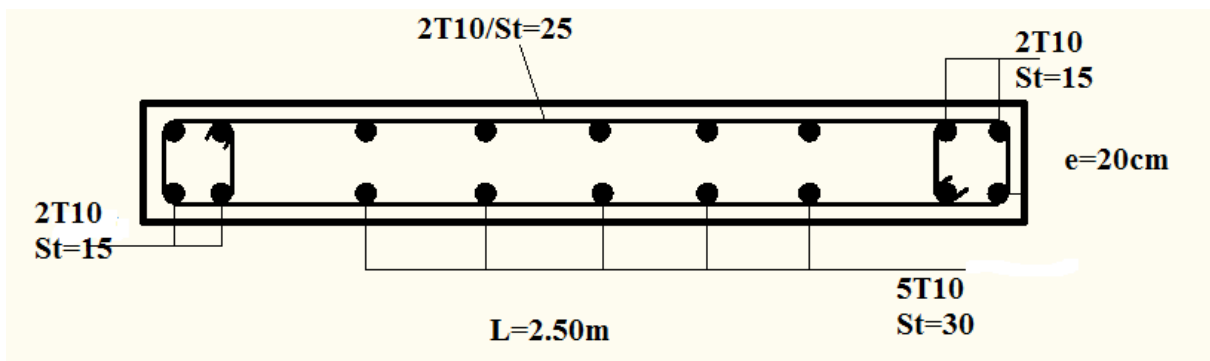


Fig. V.4 : Schéma de ferrailage de voile Vx3

b) linteau :

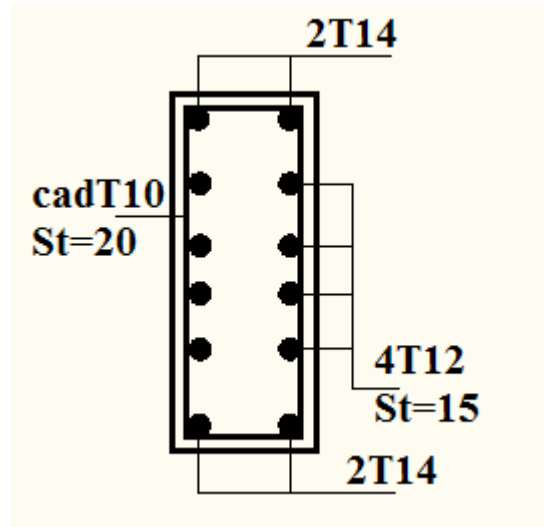


Fig. V.5 : Schéma de ferrailage de linteau

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1 : Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2 m, du niveau de base, et un taux de travail de 2 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
 - $0,8G \pm E$
- RPA Art(10.1.4.1)**

VI.2 : Les vérifications de types de fondations :

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} ,$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminé le choix de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

VI.2.1 : Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a \times b$) d'où les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

Soit :

$$N = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$$

Avec:

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

N_{sup} : effort normal transmis par le Poteau de la superstructure.

N_{inf} : effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de la semelle.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est un poteau d'escalier.

$$N_{\text{sup}} = 1641.57 \text{ KN}$$

$$N_{\text{inf}} = 25 \cdot 0,55 \cdot 0,60 \cdot 1,5 + 25 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 2 = 62.37 \text{ KN}$$

$$N = 1703.94 \text{ KN}$$

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \sigma_{\text{sol}} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots\dots\dots 2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \cdot N_u}{a \cdot \sigma_{\text{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1703.94 \cdot 0.6}{0.55 \cdot 200}} \geq 3.05 \text{ m}$$

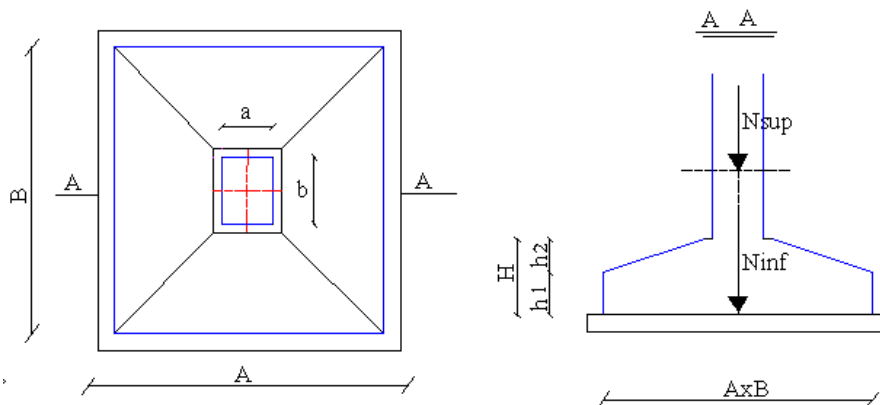


Fig. VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque qu'elles sont insuffisantes, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2 Vérification des semelles filantes :

En Choissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, situé sous un portique formé de 9 poteaux.

Les vérifications à effectuer sont les suivantes

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 2244.171 \text{ KN}$, $N_2 = 1272.278 \text{ KN}$, $N_3 = 1437.28 \text{ KN}$, $N_4 = 1646.737 \text{ KN}$

$N_5 = 1886.714 \text{ KN}$, $N_6 = 1355.809 \text{ KN}$, $N_7 = 1824.158 \text{ KN}$, $N_8 = 1991.191 \text{ KN}$,

$N_9 = 815.102 \text{ KN}$

$$\sum N_i = 14473.43 \text{ KN}.$$

$$N_s = 25 * 2 * 0.45 * 24.25 = 545.625 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 15019.055 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{15019.055}{200 * 24.25} = 3.1 \text{ m}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement (RPA99 – Art 10-1-5) :**

Quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier l'excentrement de la résultante des forces verticales et des forces sismiques restent à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$M = 54486.96 \text{ Kn.m}$$

$$N = 65758.8 \text{ Kn}.$$

$$B = 3.1 \text{ m}.$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.828 \text{ m} \geq \frac{B}{4} = 0.77 \text{ m}.$$

Donc ; la solution des semelles filantes est à écarter, on optera pour un radier général.

VII.2.3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VII.2.3.1. Pré dimensionnement :

- La condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$L_{\max} = 6m \Rightarrow h_r = 60cm$ on prend $h_r = 60cm$.

- La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN / m}^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.92m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 1m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.60m$ Pour le radier.

- La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{51957.772}{200} = 259.78m^2.$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 450.44 m^2 \Rightarrow$ **donc on adopte :**

$$S_{rad} = S_{bat} = 450.44 m^2 \quad (\text{Le radier comporte pas de débord})$$

VI.2.3.2 : Vérifications :

a) Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

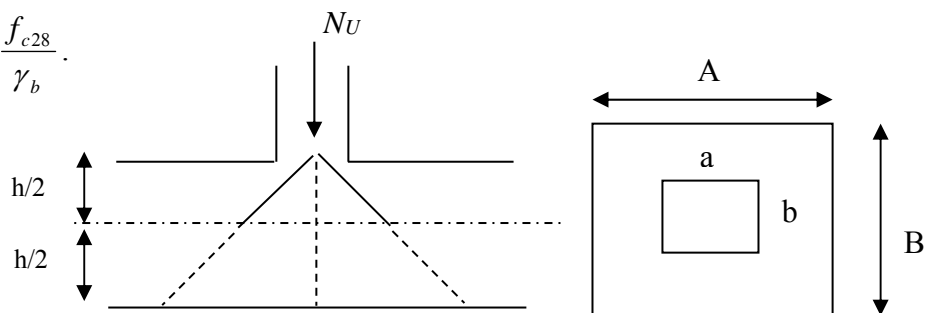


Fig. VI.2: Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : hauteur de radier.

$$\mu_c = (A + B)*2.$$

Avec: $A = a + h$; $B = b + h$

$$\mu_c = (2*(1.2+ 1.15)) = 4.7m.$$

$h = 60$ cm.

$$N_u = 2086.47 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 0.045*4.7*0.6*25/1.5 = 2115 \text{ KN.}$$

$N_u \leq Q_u$ C'est vérifier

b) Vérification au cisaillement au niveau des nervures:

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{70142.992 \times 6 \times 1}{2 \times 450.44} = 467.16 \text{ Kn}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{467.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.86 < 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification des contraintes dans le sol :

Les caractéristiques géométriques du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 9.975 \text{ m} \\ Y = 12.125 \text{ m} \\ I_x = 23700 \text{ m}^4 \\ I_y = 16000 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémité du radier.

➤ Sens X-X :

$$N = 51957.772 \text{ KN et } M_y = 61183.35 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 146.65 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 83.94 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 130.97 < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Sens Y-Y :

$$N = 51957.772 \text{ KN et } M_x = 60664.85 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 153.17 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 77.52 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 134.25 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales .

$M_{x,y}$: moments sismiques à la base .

d) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{d-1/ Dans le sens X-X : } e = \frac{61183.35}{51957.77} = 1.17 \text{ m} < \frac{19.95}{4} = 4.98 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{d-2 / Dans le sens Y-Y: } e = \frac{60664.54}{51957.77} = 1.16 \text{ m} < \frac{22}{4} = 4.98 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

e) Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

Avec :

N = 51957.772 KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

H = 2 m , la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

F_s : 1.5 (coefficient de sécurité).

S_{rad} : 450.44 m²; surface du radier .

γ_w = 10 KN/m³ (poids volumique)

On trouve : $N \geq 13513.2 \text{ KN} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée.

VI.3. Ferrailage du radier :

a) Ferrailage de la dalle :

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable .On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{86021}{450.44} = 190.97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

N_u est l'effort ultime (plus le poids propre du radier = 6756.6 KN)

Les dimensions du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3.55 \text{ m}, \quad L_y = 6 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.59 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \quad [\text{annexe1}]$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_u = 201.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 56.77 \text{ KN.m}$$

Sachant que:

$$\text{Entravée: } M_{tx} = 0.85 * M_x = 171.02 \text{ KN.m}, \quad M_{ty} = 0.85 * M_y = 48.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui: } M_{ax} = 0.5 * M_x = 100.6 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.6) \text{ m}^2$.

Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\alpha > 0.4$. La valeur minimale des armatures est :

$$A_x = \frac{\rho_0 * (3 - \alpha) * b * e}{2}$$

$$A_y = \rho_0 * b * e$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour des aciers de haute adhérence FeE40.

$$\begin{cases} A_x = 5.78 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le tableau suivant résume les résultats du calcul de ferrailage :

		M(KN*m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adop}	Choix/ml	St(cm)
Sens Xx	travée	171.02	8.63	5.78	10.05	5T16	20
	appuis	100.6	5.05	5.78	7.7	5T14	20
Sens yy	travée	48.26	2.40	4.8	5.65	5T12	20
	Appuis	28.38	1.41	4.8	5.65	5T12	20

Tableau VI.1 : ferrailage de la dalle de radier

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\bullet V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 440.54 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{440.54}{1 \times 0.54} = 0.815 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$\bullet V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 225.98 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{225.98}{1 \times 0.54} = 0.418 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{c'est vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	123.42	4	227.15	15	240
	M_a	72.60	2.54	172.98	15	240
y-y	M_t	56.34	2.25	181.42	15	240
	M_a	33.14	1.32	106.72	15	240

Tableau VI.2 Résumé des résultats.

b) Ferrailage des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est; selon les lignes de ruptures ; trapézoïdale où triangulaire, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

* Charges trapézoïdales :

$$\text{Moment: } q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$\text{Effort tranchant: } q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$$

*** Charges triangulaires :**

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

❖ Sens X-X

a) Nervures intermédiaires :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$M_t (KNm)$
				M_g	M_d	
A-B	5.95	5.95	585.03	0	1792.75	1770.15
B-C	4	3.2	494.33	1792.75	1194.55	482.57
C-D	6	4.8	585.03	1194.55	1292.36	1402.90
D-E	4	4	494.33	1292.36	0	448.064

Tableau VI.3 Sollicitations de la nervure dans le sens x-x

Sens y-y:

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$M_t (KNm)$
				M_g	M_d	
A-B	3.55	3.55	450.7	0	547.64	462.57
B-C	3.45	2.76	438.02	547.64	392.54	183.9
C-D	3.45	2.76	438.02	392.54	392.54	259.14
D-E	3.45	2.76	438.02	392.54	392.54	259.14
E-F	3.45	2.76	438.02	392.54	392.54	259.14
F-G	3.45	2.76	438.02	392.54	515.22	199.25
G-H	3.45	3.45	438.02	515.22	0	419.54

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y

Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=1\text{m}$$

$$h_0=0.6\text{m}$$

$$b_0=0.60\text{m}$$

$$d=0.90\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{6}{10}; \frac{3.55}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.6; 1.775)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.6\text{m}$$

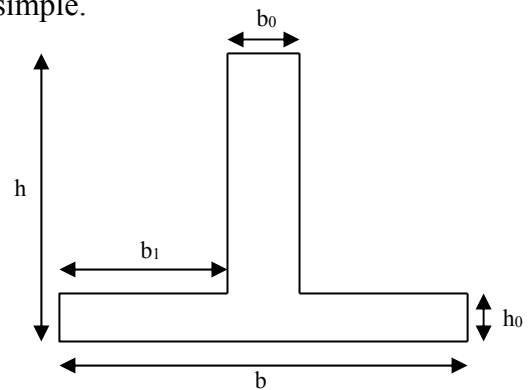


Fig. VII.3. Section à ferrailer

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.80\text{m}$$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	1770.15	57.5	19.56	12T25=58.91
	Appui	1792.75	57.68	6.52	12T25=58.91
Y-Y	Travée	462.57	14.94	19.56	4T16+4T20=20.60
	Appui	547.64	17.73	6.52	2T20+6T16=18.34

Tableau VI.5 Résumé des résultats.

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	1054.76	5.26	15	153.29	240
	Appui	1100.81	5.49	15	159.99	240
Y-Y	Travée	278.94	1.98	15	69.62	240
	Appui	334.69	2.4	15	87.24	240

Tableau VI.6 Résumé des résultats.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 2.042 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.25 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(28.57; 60; 16) = 16 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(25; 12; 16) = 12 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

VI.3.1 : Schéma de ferrailage :

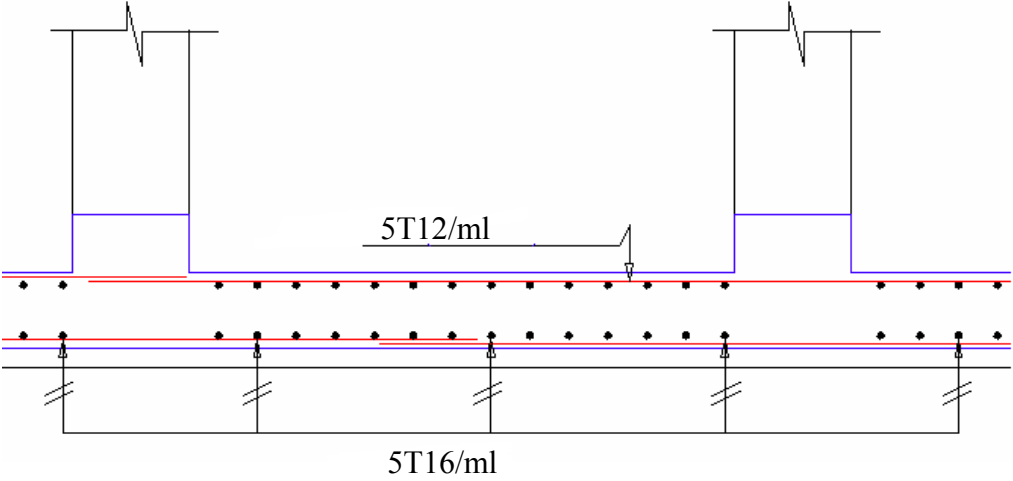
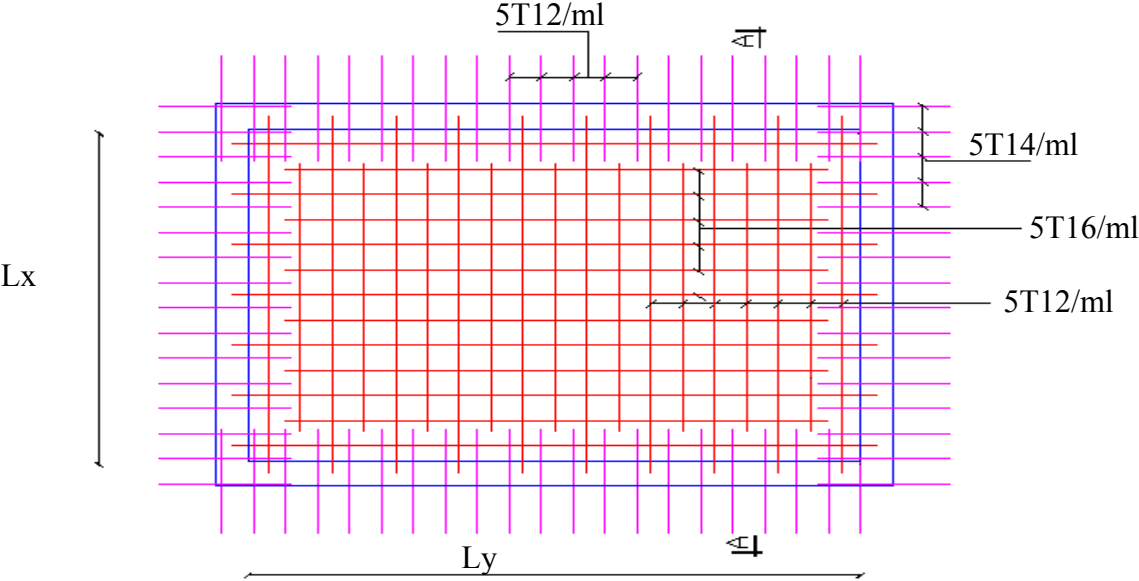


Fig. VI.4: Schéma de ferrailage de la dalle

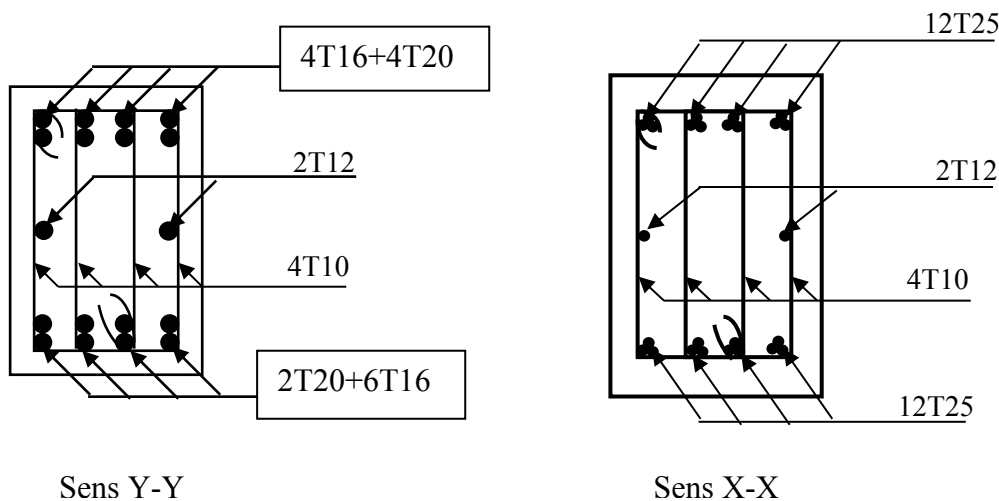


Fig. VI.5. Ferrailage des nervures

VI.4 Voile périphérique :

VI.4.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastree en pied et articulée en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.4.2 Caractéristiques des voiles :

- Hauteur $h = 3.06$ m.
- Epaisseur $e = 20$ cm.
- Largeur $L = 6$ m

VI.4.3 Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.
- Angle de frottement : $\varphi = 28.85^\circ$

VI.4.4 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10 \text{ KN/ml}$

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 28.85^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.35$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.35$

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

➤ **Sollicitations :**

a. Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 21.42 \text{ KN/m}^2.$$

b. Charge due à la surcharge :

$$P_2 = K_a' \cdot Q = 3.4 \text{ KN/m}^2$$

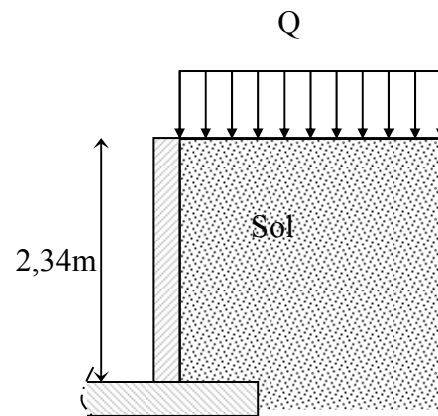


Fig. VI.6 : Voile périphérique

VI.4.5 Ferrailage :

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 33.71 \text{ KN/m}^2$$

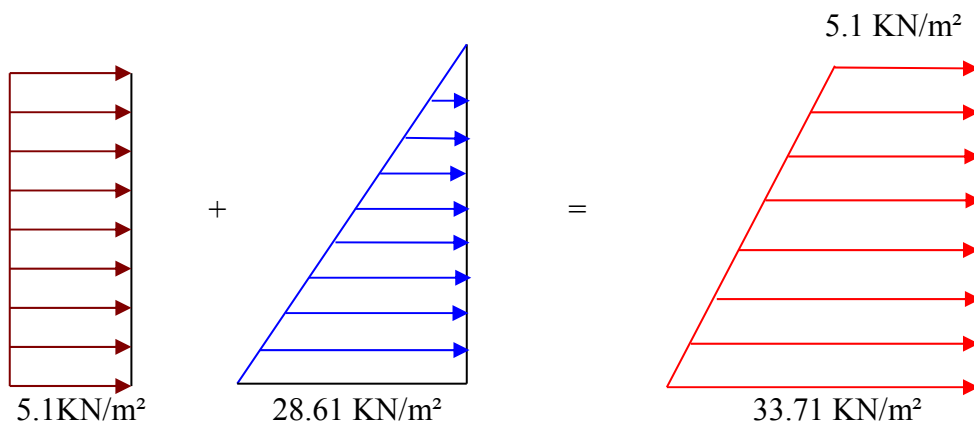


Fig. VI.7 : Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 26.55 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 26.55 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.76 \text{ m}; L_y = 5.6 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.49 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u; \quad M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\alpha = 0.49 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0919 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 18.58 \text{ KN} \times \text{m}; \quad M_{0y} = 4.64 \text{ KN} \times \text{m}$$

$$M_{ty} = 4.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 16.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 9.29 \text{ KN.m}$$

	Sens	M (KN.m)	α	Z (cm)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	16.84	0.038	17.7	2.26	2.05	5T12=5.66	20
	YY	4.21	0.0095	17.9	0.56	2.05	4T12=4.52	25
Appui		9.29	0.025	17.8	1.50	2.05	5T10=3.95	20

Tableau VI.7 : Section des armatures du voile périphérique.

Vérifications à l'E.L.U

Avec $A_{min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA.

Les espacements

Armatures // L_x : St ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y : St ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 59.64 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 24.42 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{59.64}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.33 MPa < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

a) Vérifications à l'E.L.S

$$\sigma_{\min} = Q = 3.4 KN/m^2; \quad \sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 21.2 + 3.4 \Rightarrow \sigma_{\max} = 24.6 KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 19.3 KN/m^2$$

$$\mu_x = 0.1013; \mu_y = 0.353 \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 14.89 Kn.m$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 5.25 Kn.m$$

$$M_{tx} = 11.16 KN.m; M_{ty} = 3.94 KN.m; M_{ap} = 7.44 KN.m$$

Vérification des contraintes

- **Dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa .$

- **Dans l'acier :** La fissuration est considéré nuisible.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) = 240 MPa$$

		M(KN.m)	Y (m)	I(m ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	11.16	0.047	0.00018	2.86	120.13	Vérifier
	YY	3.94	0.043	0.000153	1.104	39.97	Vérifier
Appuis		7.44	0.041	0.000137	2.201	113.25	Vérifier

Tableau VI.8 : vérification des contraintes pour le voile périphérique.

VI.4.6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique :

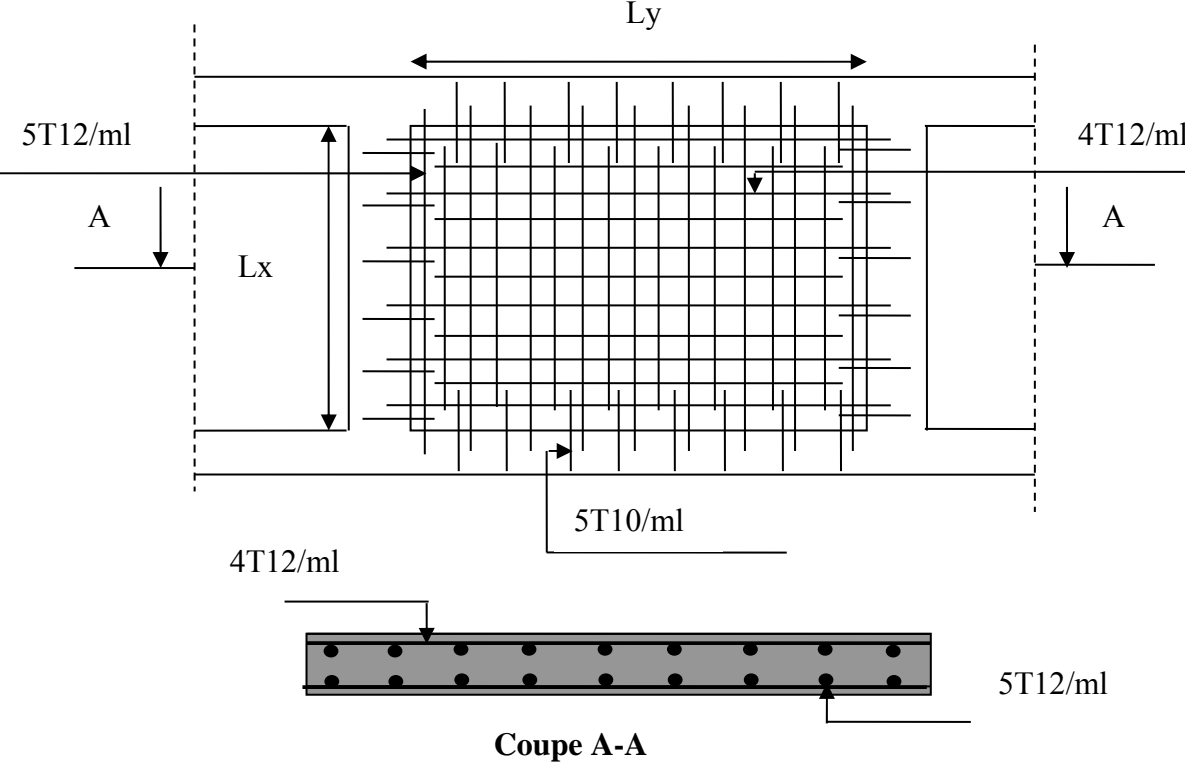


Fig. VI.8: ferrailage du voile périphérique

Conclusion

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Le but recherché est d'avoir un bon comportement de la structure vis-à-vis de séisme et d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie. Pour cela, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique, nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- ✓ La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- ✓ La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- ✓ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✓ La stabilité de la structure est assurée avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet $P-\Delta$.
- ✓ Le choix d'un bon site joue un rôle très important dans la stabilité de la structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- ✓ Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Victor Davidovici (Aide – mémoire de béton armé).
- ✓ Cahiers de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33