

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIES

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :.....

Étude d'un bâtiment à ossature mixte en béton armé dans une zone de moyenne sismicité avec modélisation des voiles

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : Génie Civil.
Spécialité : Structures

Encadreur: Mme. BOUZERIBA ASMA
Signature:

Date:

Réalisé par : CHAFA MOHAMED EL AMINE
SAHOUANE TAYEB

Signature:

Date:

Membres du jury

Mr. BOUDERBA BACHIR (Président)
Mr. BOUZID HAYTHEM (Examineur)
Mme. BOUZERIBA ASMA (Encadrante)

Tissemsilt - 2018/2019

SOMMAIRE

Introduction générale	1
I. Généralités	3
I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2. Caractéristiques géométriques du projet	3
I.3. Ossature et le système de construction	4
I.4. Les caractéristiques géotechniques du projet	5
I.5. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux	6
I.6. hypothèses et sollicitations de calcul	14
I.7. Vérification de la régularité	17
I.8. Conclusion	18
II. Pré dimensionnement et évaluation des charges	19
II.1. Introduction.....	19
II.2. Pré dimensionnement des planchers	19
II.2.1. Les planchers a corps creux	19
II.3. Pré dimensionnement des poutres	21
II.3.1. Poutre principale (porteuses)	21
II.3.2. Poutre secondaire	22
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	23
II.5. La descente des charges	27
II.5.1. Introduction.....	27
II.5.2. Charges permanentes (G).....	27
II.5.3. Charges d'exploitation	27
II.6. Pré dimensionnement des poteaux.....	28
II.6.1. Poteau plus sollicité	31
II.7. Vérification de la section du poteau	36
II.7.1. Vérification au flambement	36
II.7.2. Vérification selon RPA	38
II.8. Pré dimensionnement des voiles	38
II.8.1. Pour Sous-sol	39
II.8.2. Pour RDC.....	39
II.8.3. Pour le reste des étages	39
III. Etude des éléments secondaires	40
III.1. Acrotère	40
III.1.1. Définition	40

III.1.2. Méthode de calcul	40
III.1.3. Evaluation des charges et Surcharges	41
III.1.4. Les Sollicitations	41
III.1.5. Les caractéristiques	41
III.1.6. Calcul de la section d'armatures	42
III.1.7. Les vérifications	44
III.1.8. Le schéma de ferrailage	46
III.2. Balcon	47
III.2.1. Introduction	47
III.2.2. Etude de balcon	47
III.3. Etude d'escalier	55
III.3.1. Introduction	55
III.3.2. Pré dimensionnement d'escalier	56
III.3.3. Evaluation des charges	59
III.3.4. Combinaisons de charge	60
III.3.5. Calcul d'escalier type 1	60
III.3.6. Etude de la console d'escalier type1	67
III.3.7. Volée 2	69
III.3.8. Etude de la poutre brisée	72
III.4. L'ascenseur	81
III.4.1. Introduction	81
III.4.2. Les dimensions	82
III.4.3. Epaisseur de la dalle	82
III.4.4. Descente de charges	83
III.4.5. Etude du plancher	86
IV. Etude des plancher	97
IV.1. Introduction	97
IV.2. Plancher à corps creux	97
IV.2.1. Poutrelles	98
IV.2.2. dalle de compressionn	98
IV.3. Méthode de calcul des poutrelles	98
IV.3.1. Méthode Forfaitaire	98
IV.3.2. Méthode de Caquot	100
IV.4. calcul de Plancher étages courant	102
IV.4.1. calcul des efforts internes M,V.....	102
IV.4.2. ferrailage de poutrelle en étage courant	114

IV.4.3. Les vérifications	118
IV.4.4. Étude de la dalle de compression	122
IV.4.5. les schéma de ferrailage	124
IV.5. Plancher sous sol	125
IV.5.1. calcul des efforts internes M,V.....	125
IV.5.2. ferrailage des poutrelles de plancher sous sol	131
IV.5.3. Les vérifications	135
IV.5.4. les schéma de ferrailage	138
IV.6. Planchers terrasse	139
IV.6.1. calcul des efforts internes M,V.....	139
IV.6.2. ferrailage des poutrelles de plancher terrasse	145
IV.6.3. Les vérifications	148
IV.6.4. les schéma de ferrailage	152
V. étude sismique	153
V.1. Introduction	153
V.2. Définition	153
V.3. L'étude dynamique	153
V.4. Les méthodes de calcul	154
V.4.1. Méthode statique équivalente	154
V.4.2. Méthode dynamique	154
V.5. Choix de la méthode de calcul	154
V.6. Application de la méthode d'analyse modale spectrale	155
V.6.1. Principe	155
V.6.2. Modélisation	155
V.6.3. Spectre de réponse de calcul	157
V.7. Calcul de la force sismique totale	158
V.8. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	161
V.9. Vérification des résultats vis-à-vis de l'RPA99-2003	163
V.9.1. Vérification de la période	163
V.9.2. Facteurs de participation massique.....	163
V.9.3. La résultante des forces sismiques à la base Vt	163
V.9.4. Effet de torsion accidentelle	164
V.9.5. Vérification au renversement	165
V.9.6. Justification vis-à-vis des déformations	165
V.9.7. Justification vis à vis de L'effet P- Δ	167

V.9.8. Vérification de l'effort normal réduit	168
V.10. Conclusion	169
VI. Etude des éléments résistants.....	170
VI.1. Introduction	170
VI.2. Etude des poutres	170
VI.2.1. Introduction	170
VI.2.2. Les combinaisons de calcul	170
VI.2.3. Calcul de la section des armatures	171
VI.2.4. Vérification de l'effort tranchant	172
VI.2.5. Exemple de calcul (Poutre principale RDC)	173
VI.3. Étude des poteaux	186
VI.3.1. Introduction	186
VI.3.2. Les recommandations du RPA 99/2003	187
VI.3.3. Sollicitations dans les poteaux	189
VI.3.4. Calcul du ferrailage	189
VI.3.5. Les vérifications	195
VI.4. Etude des voiles	197
VI.4.1. Introduction	197
VI.4.2. Les recommandations du RPA99	197
VI.4.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes	198
VII. Etude d'infrastructure	209
VII.1. Voile périphérique (sous-sol)	209
VII.1.1. Introduction	209
VII.1.2. Dimensionnement du voile périphérique	209
VII.1.3. Caractéristiques du sol	209
VII.1.4. Calcul des pousses	209
VII.1.5. Charge totale à L'ELU	210
VII.1.6. Ferrailage de voile périphérique	210
VII.1.7. Les vérifications	212
VII.2. Fondations.....	215
VII.2.1. Introduction	215
VII.2.2. Choix du type des fondations	215
VII.2.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	215
VII.2.4. Etude des fondations	216
VII.2.5. Etude du Radier général.....	219
VIII. Modélisation des voiles plein par la méthode des éléments finis	239

VIII.1. Introduction	239
VIII.2. Une modélisation	239
VIII.3. La méthode des éléments finis	239
VIII.3.1. Définition.....	239
VIII.3.2. Types des éléments finis	239
VIII.3.3. Étapes de la résolution d'un problème par MEF	240
VIII.4. L'étude d'un refond plein	241
VIII.4.1. Modèle console (model de calcul)	241
VIII.4.2. Modèle voile	243
VIII.4.3. Interprétation des résultats	246
VIII.5. Conclusion	247
conclusion générale	248

I.Généralités

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Dans le but de faire valoir et d'actualiser nos connaissances théoriques acquises tout ou long des études faites durant notre formation dans le domaine du Génie Civil, notre travail s'intéresser à l'étude d'un bâtiment(**R+8**) avec un sous sol (rez de chaussée plus huit étages+sous sol) ce bâtiment est composé d'un seul bloc, le rez de chaussée(RDC) destiné pour l'utilisation commercial, le sous sol est un parking ,et les autres étages sont des logements d'habitation ,chaque étage se compose de quatre appartements de type F3 ,donc le total du nombre d'appartements sera 32 .

Ce projet sera implanter dans la Wilaya de Tissemsilt qui est classée selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 +modifie 2003) en zone IIa.

I.2.Caractéristiques géométriques du projet :

Le bâtiment se compose d'un bloc, de forme irrégulière.

I.2.1.Dimensions en élévation:

- Hauteur de sous sol : 3,06 m
- Hauteur du RDC : 3,6 m
- Hauteur de l'étage : 3,23 m
- Hauteur totale du bâtiment a partir de niveau (RDC) :29.44 m
- Hauteur totale du bâtiment a partir de niveau (RDC) avec acrotère : 30,04 m
- Hauteur totale du bâtiment à partir de niveau (RDC) avec cage d'ascenseur : 31,14 m
- Hauteur totale du bâtiment a partir de niveau -3,06 (s-sol) :32 ,5 m

I.2.2.Dimensions en plan:

- La largeur totale du bâtiment est de : 24,60 m
- la longueur du bloc est de : 28,85 m

I.3.Ossature et le système de construction :

I.3.1. L'ossature :

La structure a été construite par des portiques auto stables, et de voiles de contreventement suivant les deux sens (x et y), pour assurer la stabilité de la structure contre les actions horizontales et verticales. Les deux éléments qu'on a mentionné (portiques et voiles) sont réalisés en béton armé. Le système de contreventement d'après (RPA 99 modifié 2003) est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques..

I.3.2.Plancher :

Le plancher est une surface plane et épaisse destinée à séparer les niveaux de la construction et supporter des charges surtout les charges d'exploitation.

Dans notre construction, on a opté pour un plancher en corps creux :(16+4) cm.

I.3.2.1.Plancher en corps creux :

Ce type de plancher constitue de poutrelle ferrillée et bétonné sur place en béton armé ces poutrelles sont espacées selon la longueur de un seul corps creux, dans notre cas l'espacement entre les poutrelles est de 65 cm, et une table de compression de 4 cm d'épaisseur.

I.3.3.Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.3.4.Maçonnerie :

On a deux types de murs dans notre construction comme suite :

I.3.4.1. Murs extérieurs :

Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur, composée brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur, brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

I.3.4.2.Murs intérieurs :

Il y a trois types de murs sont :

-murs destinés à la séparation entre les différentes composantes d'un logement (chambres, séjours, hall...Etc.), ils sont constitués de une cloison de 10 cm d'épaisseur.

-murs destinés à séparer entre les boutiques de RDC commercial, ils sont constitués de une cloison de 15 cm d'épaisseur.

-murs destinés à séparer entre les logements, ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur, se compose de deux parois réalisées par brique creuse de 15 cm et lame d'air de 5 cm et brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5.Escaliers :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité. Dans notre structure on a un seul type d'escalier :

-Escalier droit à trois volées avec deux paliers intermédiaires se trouve aux RDC et les autres étages courant.

I.3.6.Balcon :

Sont des éléments secondaires non structuraux formés de dalle pleine en béton armée.

I.3.7.Acrotère :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

Parce que le dernier niveau est inaccessible, on doit le entouré par un acrotère de 60 cm de hauteur.

I.3.8.L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettent le déplacement vertical, elle permet d'utilisateur de déplacer verticalement pour l'accès aux différentes niveaux de bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

L'ascenseur a une cage qui nommé une noyon centrale, par fois elle contribue a la portance des charges et par fois non .dans notre cas les voiles qui constituent la noyon centrale contribue dans la portance des charges.

I.4.Les caractéristiques géotechniques du projet :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (L.H.C.O-Chlef) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\delta_{sol} = 1,5$ bars pour un ancrage $h = 3,5$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 18$ KN/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$;
- La cohésion $C = 0,26$ bars ;
- Le site est considéré comme meuble(S₃).

I.5.Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux sont tous propriétés des matériaux de construction qui permet de donner une résistance suffisante aux éléments (poteau, poutre, planché ...etc.), pour résister les différentes sollicitations.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1.Le béton :

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées, il peut être utilisé en grand masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé », car en général, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

I.5.1.1. Les composants de béton :**a)Ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique qui durcit sous l'action de l'eau, le dosage de ciment dans le béton est 350 Kg/m^3

b)Granulats :

Les granulats comprennent le sable et le gravier :

b.1)Sable :

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation de matériaux d'origine minérale (essentiellement des roches), ses particules (grains) est généralement inférieure à 5mm.

b.2)Gravier :

Matériau de base roche détritique qui prend la forme de petites pierres ou cailloux, le gravier est d'origine littorale ou fluviale. il est généralement de diamètre compris entre 5mm et 2mm, dans notre structure on va adopter deux diamètres :

c)Eau de gâchage:

L'eau utilisée doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques des aciers tels que la résistance.

I.5.1.2.Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

Le béton est les matériaux de construction le plus utilisable dans le monde, car ils disposent de plusieurs d'avantages parmi ces avantage :

a)Coût réduit :

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

b)Souplesse de forme :

La facilité de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.

c)Résistance aux agents atmosphériques

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

d)Résistance au feu

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

e)Résistance mécanique

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j" jours d'âge

I.5.1.3.Résistance à la compression :

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des révolutions de 200 cm² de section et une hauteur h = 32 cm.

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m³) elle est notée :

Pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{si: } j \leq 28 \text{ jour}$$

$$f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}} \quad \text{si: } j > 28 \text{ jour}$$

Pour $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$f_{c_j} = \frac{j \times f_{c_{28}}}{1,4 + 0,83 \times j} \quad \text{si: } j \leq 28 \text{ jour}$$

$$f_{c_j} = f_{c_{28}} \quad \text{si: } j > 28 \text{ jour}$$

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

I.5.1.4.Résistance à la traction :

La résistance a la traction du béton a «j» jour est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c_j} \quad \text{pour: } f_{c_{28}} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{t_j} = 0,275 (f_{c_j})^{2/3} \quad \text{pour: } f_{c_{28}} \geq 60\text{MPa}$$

$$\text{donc on a: } f_{c_{28}} = 25\text{MPa} < 60\text{MPa} \quad f_{t_{28}} = 2,1\text{MPa}$$

I.5.1.5.Module de déformation longitudinale du béton :

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

a.1) Module de déformation longitudinale instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieur a 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

a.2)Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application:

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \text{Pour: } f_{c_{28}} = 25\text{Mpa} \quad \text{on a} \quad \begin{cases} E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.5.1.6.Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$\nu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

I.5.1.7.Les contraintes limites :

un état limite est un état qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur un construction ou un de ces éléments .L'article A.1.2 du BAEL91 précise :

« qu'un ETAT LIMITE est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et ces serait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. »

Nous distinguons deux états limites :

a)État limite ultime (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte ,et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Il correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique : non renversement de la construction ;
- de résistance pour les matériaux constitutifs ;
- de stabilité de forme .

La contrainte ultime du béton en compression:

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

Avec : $\gamma_b = 1,5$ Sollicitations durables

$\gamma_b = 1,15$ Sollicitations accidentelles

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

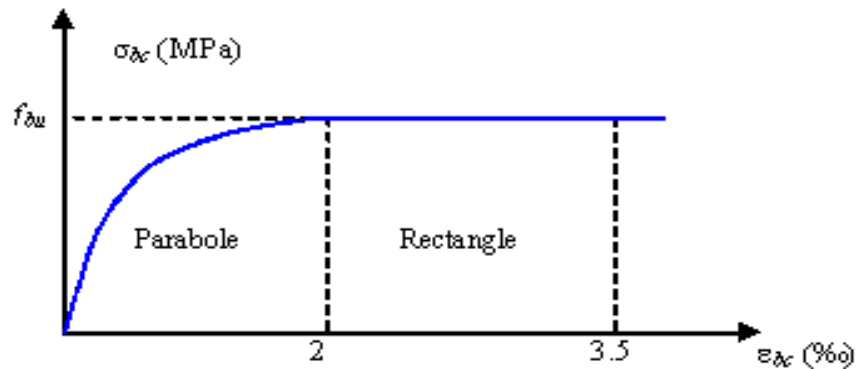


Figure I-1: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

b)Etat limite de service(ELS):

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle présente pas une fissuration ou des déformations excessives, cela pourrait entrainer des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse l'exploitation

Il est donc nécessaire des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture des fissures;
- la limitation de la compression du béton ;
- la limite de déformation.

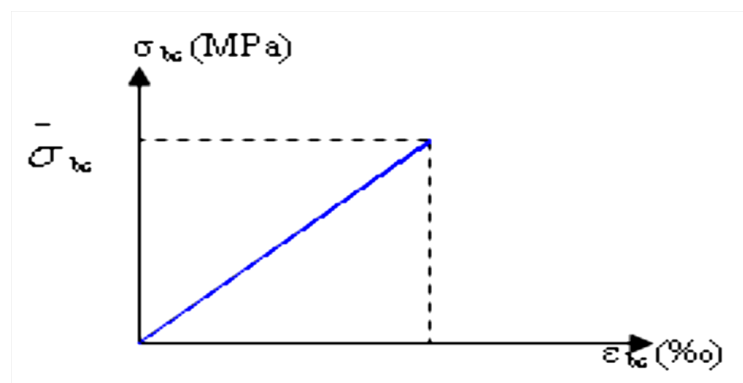


Figure I-2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service est:

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

c) Contrainte de cisaillement:

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante

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

Avec : V_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

b_0 = largeur de la section.

On va vérifier par suite que:

- Si la fissuration est peu préjudiciable :

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

- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

I.5.1.8. Retrait :

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dit Retrait.

I.5.1.9. Fluage:

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

I.5.2. Acier :

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié. Les aciers d'un béton armé sont

destiné pour supporter tout types de sollicitations (traction ,compression ,flexion simple... etc.) qui ont projeté sur les éléments (poteau, poutre... etc.).

Les aciers qu'on utilisées sont :

- Ronds lisses FeE400 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés.

I.5.2.1. Les caractéristiques de l'acier

a) Diagramme déformation- contrainte

$$\sigma_s = f(\varepsilon_{\text{‰}})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s = 1.15$ cas général ;

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

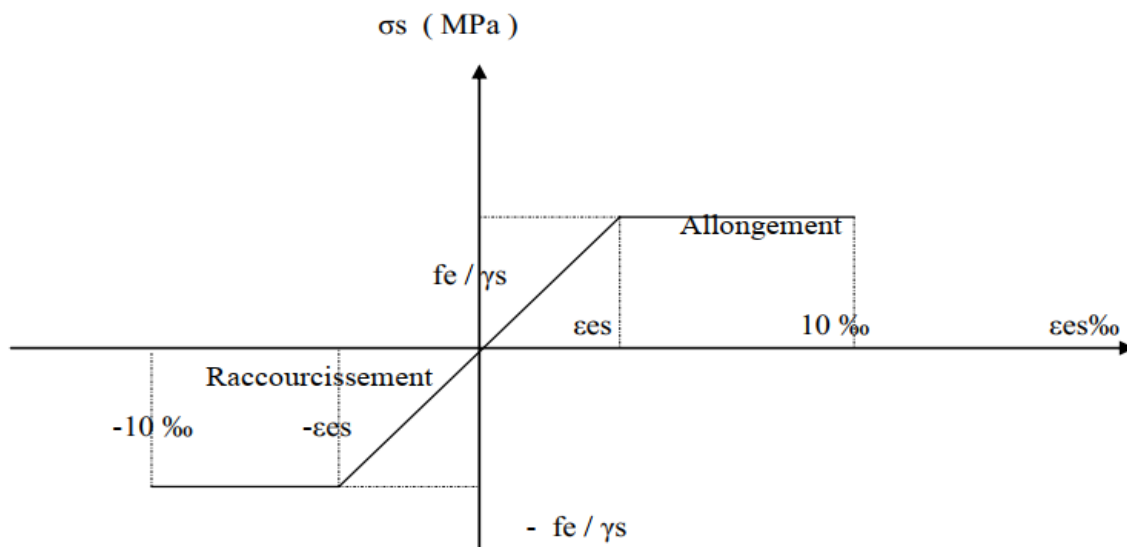


Figure I-3: Diagramme déformation contraintes-déformations de l'acier.

b) Module d'élasticité longitudinale :

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa.}$$

c) Limite d'élasticité selon le type :

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances : selon le (BAEL 91)

Tableau I-1 : les types d'acier et leur nuance.

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité f_{er} (MPa)
Ronds lisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

I.5.2.2. Contrainte de calcul :

a) État limite ultime :

La contrainte de l'acier:

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

Avec :

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

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

- Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) État limite de service

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable..... $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPa ;
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ MPa.

Avec η : coefficient de fissuration.

- $\eta=1$Pour ronds lisses ;
- $\eta=1,6$Pour hautes adhérences avec $\varnothing \geq 6\text{mm}$;
- $\eta=1,3$Pour hautes adhérences avec $\varnothing < 6\text{mm}$.

I.5.2.3.Allongement de rupture

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.6.hypothèses et sollicitations de calcul :

I.6.1.hypothèses de calcul :

I.6.1.1.Règles des trois pivots :

Le diagramme des 3 pivots est un diagramme des déformations ultimes limites d'une section sous sollicitations normales(traction simple, compression simple ,flexion simple et flexion composée),c'est-à-dire selon le cas de sollicitation normale la section peut a la limite appartenir a l'un des trois pivots (ou points de rotation),par exemple :la traction simple appartient au pivot A car en traction simple ce sont les aciers qui reprennent l'effort et la déformation limite ultime des aciers est $\epsilon_s=10^0/_{00}$,une autre section en flexion composée avec effort normal de traction important (supposons entièrement tendue) ne peut appartenir qu'au pivot A car étant entièrement tendue ce sont toujours les aciers qui reprennent l'effort avec cette fois ci des aciers plus tendues que les autres et pour lesquels la déformation limite ultime est de $\epsilon_s=10^0/_{00}$ donc pivot A ...etc. pour le reste des autres sections sous d'autres sollicitations normales bien sur.

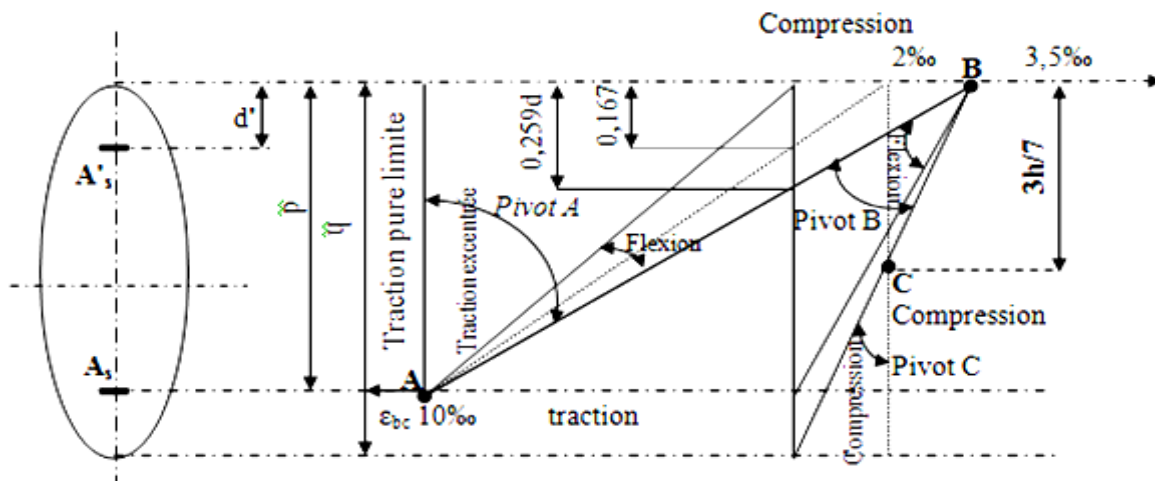


Figure I-4: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

Tableau I-2 : Les déformations limitent du pivot.

Pivot A (Domaine 1)	Pivot B (Domaine 2)	Pivot C (Domaine 3)
Allongement unitaire de l'acier $\epsilon_s=10^0/_{00}$	Raccourcissement unitaire du béton $\epsilon_{bc} =3,5^0/_{00}$	Raccourcissement unitaire du béton $\epsilon_{bc} =2^0/_{00}$

I.6.1.2.Hypothèses de calcul à ELUR :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

I.6.1.3.hypothèses de calcul à ELS:

Hypothèse de Navier :

- Les sections droites restent planes après déformation;
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton;
- l'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton;
- La résistance à la traction du béton est négligé à cause de la fissuration;
- par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton, ou coefficient d'équivalence, est pris égal à $n = E_s/E_b = 15$;
- on ne déduit pas les aires d'acier de l'aire du béton comprimé; on suppose en outre que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité, pourvu que l'erreur ainsi commise sur les déformations unitaires ne dépassent pas 15 %;

I.6.2.Sollicitation de calcul :**I.6.2.1.Généralité :**

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les sous articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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

Q_1 : une action variable dite de base ;

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

Les coefficients ψ_1, ψ_2, ψ_3 sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particulières du marché.

I.6.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

a) Combinaisons fondamentales :

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

$$S_D = 1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \psi_{Q_i} \times Q_i$$

Avec : G_{\max} : L'ensemble des actions permanente défavorables.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Une action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnements.

$\gamma_{Q_i} = 1,5$ dans le cas général.

$\psi_{Q_i} = 0,3 \div 0,6$

b) Combinaisons accidentelles :

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

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

Avec:

F_A : valeur nominale 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.

I.6.2.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

I.6.2.4. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

a) Situations durables :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

b) Situations- accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \end{array} \right.$$

I.7. Vérification de la régularité :

Chaque bâtiment et sa structure doit être vérifié des critères ou conditions, pour que sa classification de forme soit régulière ou irrégulière, cette régularité doit être vérifiée en plan et élévation selon (RPA 99 /modifie 2003).

I.7.1. vérification de la régularité en plan :

donc selon (RPA 99 /modifie 2003) ARTICLE 3.5 les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{L_x} \leq 0,25 \\ \frac{l_y}{L_y} \leq 0,25 \\ 0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3,5}{28,85} = 0,12 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{7,25}{24,2} = 0,30 \geq 0,25 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ 0,25 \leq \frac{25,35}{24,2} \leq 4 \\ 0,25 \leq 1,04 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

I.7.2.Vérification de la régularité en élévation :

$\frac{B'}{B} \geq 0,67$ Aucune vérification à faire parce qu'il n'y a pas de décrochement dans le bâtiment

Donc selon (RPA 99 /modifié 2003) cette construction est de forme irrégulière.

I.8.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre projet, leurs caractéristiques et les principes de base pour le calcul et dimensionnement de cette construction.

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine séismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Les plancher ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une structure. Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre, dans notre cas on a un seul type de plancher d'un matériau commun c'est le béton armée ce type est :

- plancher en corps creux ;

II.2.1.Les planchers a corps creux :

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- Chape de béton ou dalle de compression : elle transmet les charges qui lui sont appliquées aux poutrelles.
- Corps creux : c'est un coffrage perdu, il permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher.
- Les poutrelles : se sont des éléments porteurs du plancher, reposant de part et d'autre sur des poutres. Elles sont coulées sur place et leurs dimensions sont liées à celles du corps creux.

II.2.1.1.Condition de rigidité

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ L \leq 420 \\ h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{420}{22,5} \\ h_t = 18,66 \text{cm} \end{array} \right.$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus dans le sens non porteur

Donc on adopte un plancher en corps creux de hauteur total $h_t=20$ cm, soit un plancher de (16+4) cm.

II.2.1.2. Dimensionnement des poutrelles :

a) Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher et déterminée par la formule suivante :

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

$$\frac{420}{25} \leq h_t \leq \frac{420}{20}$$

$$16,8\text{cm} \leq h_t \leq 21\text{cm}$$

on prend: $h_t = 20\text{cm}$

b) L'épaisseur du corps creux

$$h_{cc} = 16\text{cm.}$$

c) Epaisseur de la dalle de compression :

$$h_{dc} = h_p - h_{cc} = 20 - 16 = 4\text{cm}$$

d) La largeur de la poutrelle :

$$b = b_0 + 2 b_1 \quad \text{avec : } b_0 = 12\text{ cm}$$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $D_C = 53\text{ cm}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(b - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{420}{10} = 42\text{cm} \\ 30\text{cm} \leq b_1 \leq 40\text{cm} \end{cases}$$

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

D'ou $b = 65\text{ cm}$

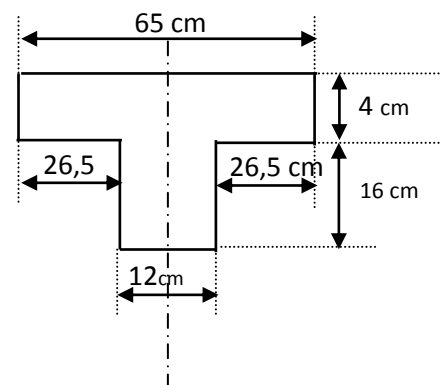


Figure II-1: les dimension de poutrelle .

II.3.Pré dimensionnement des poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Elle a une section rectangulaire, déterminée en fonction de la charge qu'elle supporte sur une portée « L » prise entre nus d'appuis.

II.3.1.Poutres principales (portees) :

- Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité est comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,6h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right.$$

a) Détermination de h :

$$\frac{725}{15} \leq h \leq \frac{725}{10}$$

$$48,3 \text{ cm} \leq h \leq 72,5 \text{ cm}$$

h=60cm

b) Détermination de b :

$$0,3h \leq b \leq 0,7d$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$$

b=40cm

$$\frac{60}{40} = 1,5 < 3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

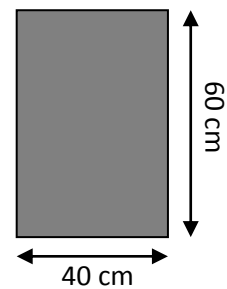


Figure II-2:les dimensions de la poutre principale.

- Et selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \\ b_{\text{max}} \leq 1,5 + b_1 \end{array} \right. \text{ h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles. .}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{60}{40} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ b_{\text{max}} \leq 1,5(60) + 40 = 130 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.3.2.Poutres secondaires :

- Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité est comme suit:

a) Détermination de h :

$$\frac{465}{15} \leq h \leq \frac{465}{10}$$

$$29,06 \text{ cm} \leq h \leq 46,5 \text{ cm}$$

h=40cm

b) Détermination de b :

$$0,3h \leq b \leq 0,7d$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : **b=30cm**

$$\frac{40}{30} = 1,33 < 3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Et selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ b_{\text{max}} \leq 1,5(40) + 40 = 107,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right\}$$

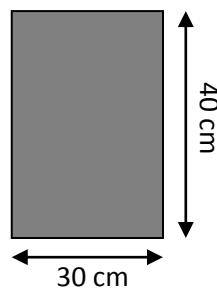


Figure II-3:les dimensions de la poutre secondaire.

II.4.Evaluation des charges et surcharges:

II.4.1.1.Plancher terrasse :

a) Plancher terrasse inaccessible à corps creux:

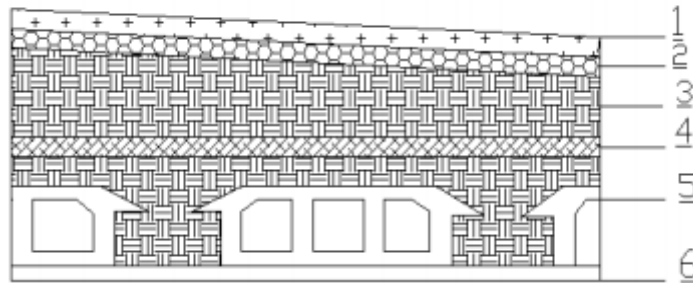


Figure II-4: Plancher terrasse à corps creux.

Tableau II-1 : Charge du plancher terrasse à corps creux.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN / m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1	Protection en gravillon	5		0,85
2	Étanchéité multicouche	2	6	0,02×6=0,12
3	Béton de pente (Béton non armé)	10	22	0,1×22=2,2
4	Isolation thermique	4	3	0,04×3=0,12
5	Corps creux + dalle de compression	16+4		2,8
6	Enduit de plâtre	2	10	0,02×10=0,2
Total				G = 6,29 KN / m ²

$$G=6,29\text{KN/m}^2$$

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

b) Plancher terrasse inaccessible à dalle pleine :

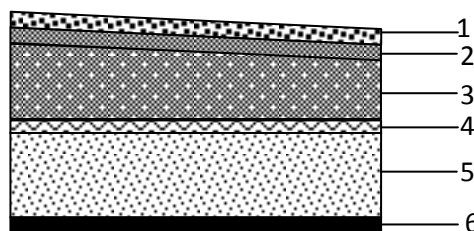


Tableau II-2:plancher terrasse a dalle pleine

Tableau II-3 : charge du plancher terrasse à dalle pleine.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN / m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1	Protection en gravillon	5		0,05×17= 0,85
2	Étanchéité multicouche	2	6	0,02×6=0,12
3	Béton de pente (Béton non armé)	10	22	2,2
4	Isolation thermique	4	3	0,04×3=0,12
5	Plancher à dalle pleine en béton armé	15	25	0,15×25=3,75
6	Enduit de plâtre	2	10	0,02×10=0,20
Total				G = 7,24KN / m ²

$G=7,24\text{KN/m}^2$

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

II.4.1.2.Plancher étage courant :

a) Plancher étage courant à corps creux:

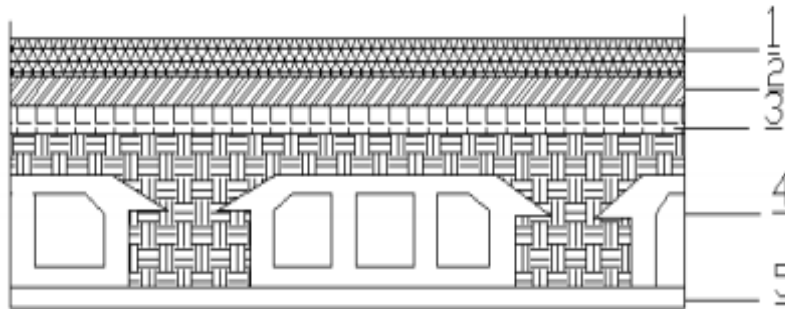


Figure II-5:plancher étage courant à corps creux.

Tableau II-4 : Charge du plancher étage courant à corps creux.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1	Revêtement de carrelage	2	22	0,02×22=0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,02×20=0,4
3	Lit de sable	2	18	0,02×18=0,36
4	Corps creux + dalle de compression	16+4		2,80
5	Enduit de plâtre	2	10	0,02×10=0,2
6	Cloisons légère	10	9	0,1×9=0,9
Total				G = 5,10 KN / m ²

$G=5,10\text{KN/m}^2$

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

II.4.1.3.Plancher sous-sol (commercial) :

a) Plancher sous-sol à corps creux:

Tableau II-5:Charge du plancher s-sol à corps creux.

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1 Revêtement de carrelage	2	22	0,02×22=0,44
2 Mortier de pose	2	20	0,02×20=0,4
3 Lit de sable	2	18	0,02×18=0,36
4 Corps creux + dalle de compression	16+4		2,80
5 Enduit de plâtre	2	10	0,02×10=0,26
6 Cloisons légère	10	9	0,1×9=0,9
Total			G = 5,10 KN / m²

$G=5,10\text{KN/m}^2$

$Q=5\text{KN/m}^2$

II.4.1.4.Les murs :

a) Les murs extérieurs :

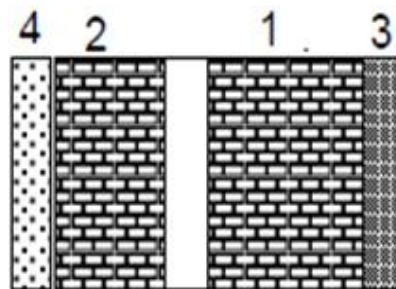


Figure II-6: Détail mur extérieur

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (kn / m ²)
1 Brique creuse	15	9	0.15×9=1,35
2 Brique creuse	10	9	0.1×9=0,9
3 Enduit extérieur en ciment	2	18	0,02×18=0,36
4 Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0,015×10=0,15
Total			G = 2,76 KN / m²

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

- Murs avec portes (90%G).
 $2,76 \times 0.9 = 2,484 \text{KN/m}^2$
- Murs avec fenêtres (80%G).
 $2,76 \times 0.8 = 2,208 \text{KN/m}^2$
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).
 $2,76 \times 0.7 = 1,932 \text{KN/m}^2$
Donc : **G=1,932KN/m²**

b) Les murs intérieurs :

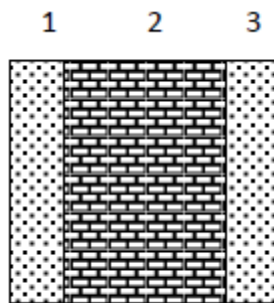


Figure II-7: Détail d'un mur intérieur.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	1.5	10	0,015×10=0,15
2	Enduit intérieur en plâtre	1.5	18	0,015×18=0,27
3	Brique creuse	10	9	0.1×9=0,9
Total				G = 1.32KN / m ²

$G=1,32 \text{ KN/m}^2$

II.5.La descente des charges :**II.5.1.Introduction**

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.5.2.Charges permanentes (G):

Elles résultent du poids propre des éléments porteurs ou non porteurs, en fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant.

Ces charges sont obtenue de l'étape précédente (l'évaluation des charges), les valeurs de ces charges est come suite :

a) Plancher**Tableau II-6 : les charges permanganates de chaque plancher.**

étage	Charge de corps creux (KN/m ²)	Charge de dalle pleine(KN/m ²)
Terrasse	6,29	7,24
Courant	5,10	/
Sous-sol	5,10	/

b) Mur**Tableau II-7:les charges des murs**

Mur	Charge (KN/m ²)
Extérieur	1,932
Intérieur	1,32

II.5.3.Charges d'exploitation :

Elles résultent de l'utilisation et de l'exploitation de l'ouvrage, donc ces charges dépend de l'usage d'ouvrage et ces charges liée avec les planchers car elles est reliée a ce dernier.

II.5.3.1. La dégression des charges d'exploitations :

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes).

Soit Q0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q1, Q2.....Qn les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :.....Q₀.
- Sous le dernier étage :.....Q₀+Q₁.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :.....Q₀+0.95 (Q₁+Q₂).
- Sous l'étage immédiatement inférieur :.....Q₀+0.90 (Q₁+Q₂+Q₃).
- Pour n ≥ 5 :.....Q₀+ (3+n/2n) × (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+.....+Q_n).

Tableau II-8 Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	Q ₀	∑ ₀ =1,00	1
08	Q ₁	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,5
07	Q ₂	∑ ₂ =Q ₀ +0,95 (Q ₁ +Q ₂)	3,85
06	Q ₃	∑ ₃ =Q ₀ +0,90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
05	Q ₄	∑ ₄ =Q ₀ +0,85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,1
04	Q ₅	∑ ₅ = Q ₀ + (3+n/2n) × (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ + Q ₅).	7
03	Q ₆	∑ ₆ =Q ₀ +(3+n/2n) × (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
02	Q ₇	∑ ₇ = Q ₀ + (3+n/2n) × (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)	8,50
01	Q ₈	∑ ₈ = Q ₀ + (3+n/2n) × (Q ₁ +Q ₂ +.....+Q ₈)	9,25
R.D.C	Q ₉	∑ ₉ = Q ₀ + (3+n/2n) × (Q ₁ +Q ₂ +.....+Q ₉)	12,34
S.SOL	Q ₁₀	∑ ₁₀ = Q ₀ + (3+n/2n) × (Q ₁ +Q ₂ +.....+Q ₁₀)	13

II.6.Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Suivant leur longueur et l'intensité des efforts à transmettre, Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le Pré dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement (RPA99/2003).

$$N_u \leq N_u$$

N_u : L'effort normal ultime

\bar{N}_u : Capacité de résistance ultime

Ils sont dimensionnées par :

- la condition de non flambement CBA 93
- les conditions de RPA 99 version 2003

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

On fixera au préalable une section de poteaux RDC et étage courant comme suite:

Tableau II-9 :section de poteau proposé.

Niveau	Section (a x b) cm ²
8	(45×80)
7	
6	
5	
4	
3	
2	
1	
RDC	
SOUS -sol	

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f C28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

-Nu : Effort normal ultime (compression) .

-α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

-λ : Élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section transversale (béton seul)dans le plan de flambement ou
(λ=λ_{max})

L_f : Longueur de flambement L_f =0,7l₀

cas d'un poteau rectangulaire.

$$\lambda = \max \begin{cases} \frac{l_b \sqrt{12}}{a} \left(I = \frac{ba^3}{12}; B=ab; i = \frac{a}{\sqrt{12}} \right) \\ \frac{l_b \sqrt{12}}{b} \left(I = \frac{ab^3}{12}; B=ab; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \right) \end{cases}$$

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$ (cm²) .

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50.$$

- A_s : Section d'acier comprimée. On prend $A_s = 0.8\% \times B_r$. Selon le RPA 99 version 2003 pour la Zone IIa

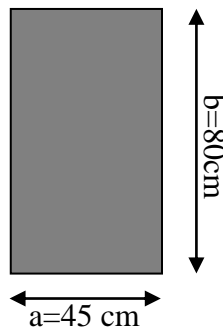


Figure II-8:les dimensions de poteau.

II.6.1.Poteau plus sollicité :

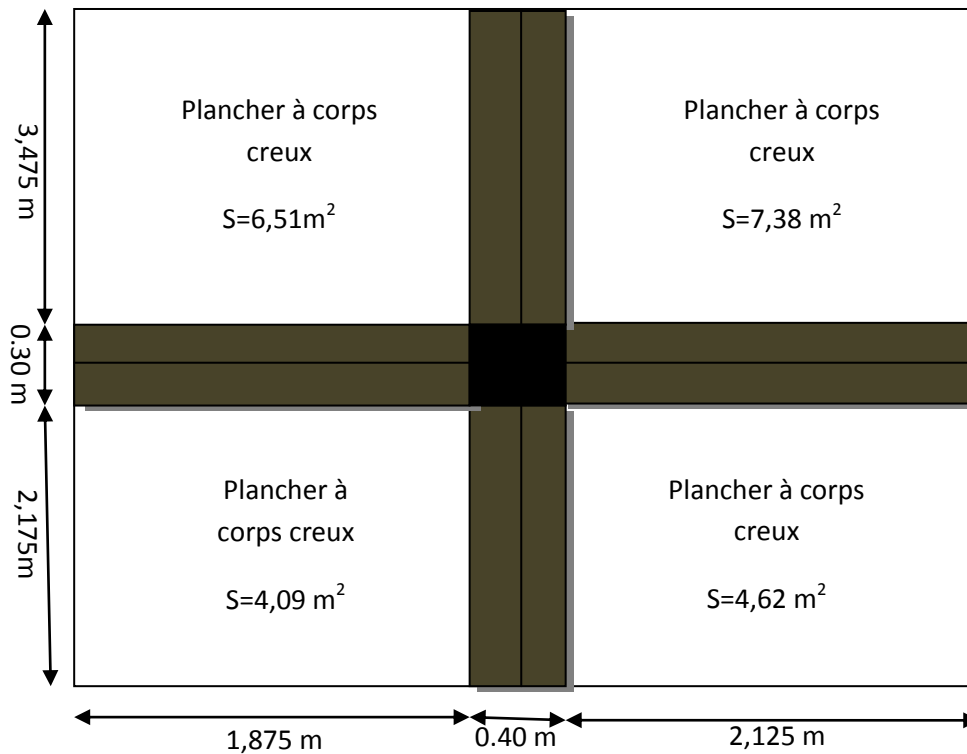


Figure II-9:le poteau plus sollicité.

Soit S La surface supportée par le poteau (C,2) :

$$S_G = \left[\left(\frac{725}{2} + \frac{465}{2} \right) \times \left(\frac{415}{2} + \frac{465}{2} \right) \right] = 26,18 \text{ m}^2$$

a) Surface de plancher a corps creux :

$$S_{GC} = [4,09 + 4,62 + 6,51 + 7,38] = 22,6 \text{ m}^2$$

b) Poids propre des plancher terrasse

Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{cc} \times S_{GC} = (6,29) \times 22,6 = 142,15 \text{ KN.}$$

Poids propre du plancher étage courant et RDC et sous-sol :

$$G_{cc} \times S_{GC} = (5,10) \times 22,6 = 115,26 \text{ KN}$$

c) Poids propre des poutres principales

$$G_{p. \text{ principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{p. \text{ principale}} = 25 \times 0,40 \times 0,60 \times \left[\frac{7,25}{2} + \frac{4,65}{2} \right] = 35,7 \text{ KN.}$$

d) Poids propre des poutres secondaires

$$G_{p. \text{ secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$G_{p. \text{ secondaire}} = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times \left(\frac{4,15}{2} + \frac{4,65}{2} \right) = 13,2 \text{ KN.}$$

e) Poids des murs :**Mur extérieur :**

$$G_{ME} = [(3,6+2,15)+(3,275+3,275)] \times 1,932 = 23,76 \text{ KN}$$

Mur intérieur :

$$G_{M.I} = [(3,6+2,15)+(3,275+3,275)] \times 1,32 = 16,23 \text{ KN}$$

Remarque : on va prendre juste le poids du mur intérieur parce que le poteau est intermédiaire.

Poids propre du poteau :

On va calculer le poids de poteau on a un seul type de section rectangulaire (45×80) cm² :

- **sous-sol**

$$G_{\text{pot}} = (3,06 - 0,2) \times 0,45 \times 0,80 \times 25 = 25,74 \text{ KN}$$

- **R.D.C**

$$G_{\text{pot}} = (3,6 - 0,4) \times 0,45 \times 0,80 \times 25 = 28,8 \text{ KN}$$

- **1er étage**

$$G_{\text{pot}} = (3,23 - 0,4) \times 0,45 \times 0,80 \times 25 = 25,47 \text{ KN}$$

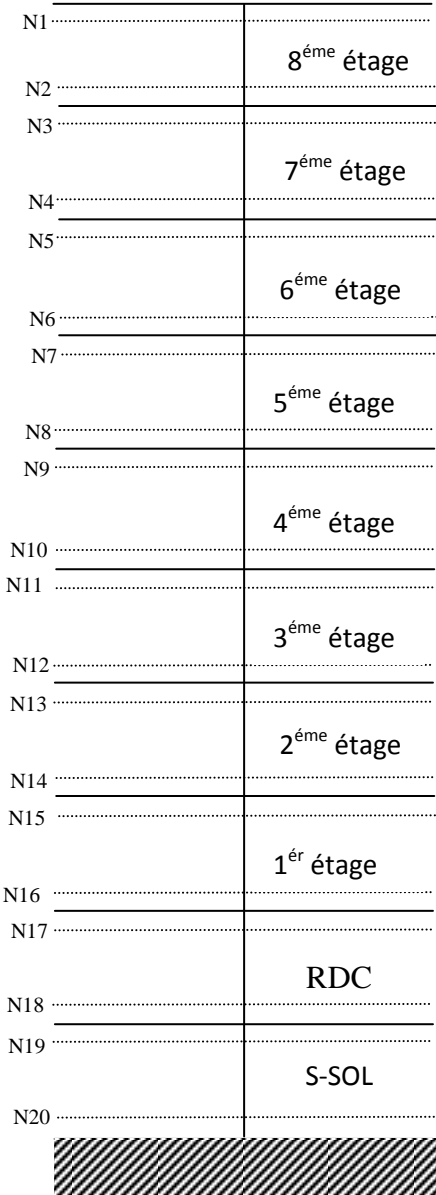


Figure II-10 : coupe en élévation définie les niveaux

Tableau II-10 : Evaluation de la descente de charge de poteau

SECTIONN	Elément	G _i (KN)	∑G _i (KN)	∑Q _i (KN)
N1	Plancher terrasse : -corps creux -Poutre principale -Poutre secondaire	142,15 35,7 13,2	191,05	26,18 × 1 = 26,18
N2	- Venant : N 1 Poids propre du poteau :	191,05 25,47	216,52	26,18
N3	- Venant : N2. - Plancher étage courant : 1) corps creux - Poutre principale - Poutre secondaire - mur intérieur :	216,52 115,26 35,7 13,2 16,61	401,62	26,18×2.5 =65,45
² N4	- Venant : N 3 Poids propre du poteau	401,62 25,47	427,09	65,45
N5	- Venant : N 4 - Plancher étage courant : 1) corps creux - Poutre principale - Poutre secondaire - mur intérieur	427,09 117,20 35,7 13,2 16,61	609,8	26,18×3,85 =100,80
N6	- Venant : N 5 Poids propre du poteau	609,8 25,47	635,27	100,80
N7	- Venant : N 6 - Plancher étage courant : 1) corps creux - Poutre principale - Poutre secondaire - mur intérieur	635,27 117,20 35,7 13,2 16,61	817,98	26,18×5,05 =132,21

N8	- Venant : N 7	817,98		
	Poids propre du poteau	25,47	843,45	132,21
N9	- Venant : N 8	843,45		
	-Plancher étage courant :			
	1) corps creux	117,20	1025,62	
	- Poutre principale	35,7		
	- Poutre secondaire	13,2		
- mur intérieur	16,61		26,18×6,1 =159,70	
N10	- Venant : N 9	1025,62		
	Poids propre du poteau	25,47	1051,09	159,70
N11	- Venant : N 10	1051,09		
	-Plancher étage courant :			
	1) corps creux	117,20		
	- Poutre principale	35,7	1233,8	
	- Poutre secondaire	13,2		
- mur intérieur	16,61		26,18×7 =183,26	
N12	- Venant : N 9	1233,8		
	Poids propre du poteau	25,47	1259,27	183,26
N13	- Venant : N 12	1259,27		
	-Plancher étage courant :			
	1) corps creux	117,20		
	- Poutre principale	35,7	1441,98	
	- Poutre secondaire	13,2		
- mur intérieur	16,61		26,18×8,5 =222,53	
N14	- Venant : N 13	1441,98		
	Poids propre du poteau	25,47	1467,45	222,53
N15	- Venant : N 14	1467,45		
	-Plancher étage courant :			
	1) corps creux	117,20		
	- Poutre principale	35,7	1650,16	
	- Poutre secondaire	13,2		
- mur intérieur	16,61		26,18×9,25 =242,16	
N16	- Venant : N 15	1650,16		
	Poids propre du poteau	25,47	1675,63	242,16

N17	Venant : N 16 -Plancher étage courant : 1) corps creux - Poutre principale - Poutre secondaire - mur intérieur	1675,63 117,20 35,7 13,2 16,61	1858,34	26,18×12,34 =323,06
N18	- Venant : N 17 Poids propre du poteau	1858,34 28,8	1887,14	323,06
N19	Venant : N 18 -Plancher étage courant : 1) corps creux - Poutre principale - Poutre secondaire - mur intérieur	1887,14 117,20 35,7 13,2 16,61	2069,31	26,18×13 =340,34
N20	- Venant : N 19 Poids propre du poteau	2069,31 28,8	2098,11	340,34

Les résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles **BAEL91** :

$$N_G = 1,1 \times 2098,11 = 2307,92 \text{ KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times 340,34 = 373,37 \text{ KN}$$

$$N_U = 1,35 \times (2307,92) + 1,5 \times (373,37) = 3677,25 \text{ KN}$$

$$N_U = 3677,25 \text{ KN.}$$

II.7. Vérification de la section du poteau :

II.7.1. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que:

$$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Il faut vérifier que: $B_r \geq B_{r.cal} = \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)}$

Exemple de calcul :

Poteau 8^{ème} étage :

Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{6,075 \cdot 10^{-3}}{0,36}} = 0,13$$

$$\begin{cases} I = \frac{b \cdot a^3}{12} = \frac{0,8 \times 0,45^3}{12} = 6,075 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\ B = b \cdot a = 0,45 \times 0,8 = 0,36 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Élancement d'EULR :

$$\lambda = \frac{l_{fa} \sqrt{12}}{a} = \frac{2,261 \sqrt{12}}{0,45} = 17,40$$

Coefficient t réducteur tenant compte de la stabilité :

$$\lambda = 17,40 < 50 \quad \text{donc : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{17,40}{35} \right)^2} = 0,81$$

Section réduite d'un poteau: $B_r = (80 - 2) \times (45 - 2) = 0,3354 \text{ m}^2$

$$B_{rcal} = \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{0,8 \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} = \frac{364,73}{0,81 \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,8 \times 40}{100 \times 1,15} \right)}$$

$$B_{rcal} = 0,0213 \text{ m}^2$$

Le tableau suivante résumé le calcul de chaque étage :

Tableau II-11: Résultats de la vérification au flambement.

Etage	Nu(KN)	i(m)	λ	$\lambda \leq 50$	α	(Br et Brcalc)		Br \geq Brcal
						Br(m2)	Brcalc(m2)	
8	364,73	0,13	17,40	Vérifiée	0,81	0,3354	0,0213	Vérifiée
7	742,22	0,13	17,40	Vérifiée	0,81	0,3354	0,0430	Vérifiée
6	1109,70	0,13	17,40	Vérifiée	0,81	0,3354	0,0643	Vérifiée
5	1470,67	0,13	17,40	Vérifiée	0,81	0,3354	0,0852	Vérifiée
4	1824,67	0,13	17,40	Vérifiée	0,81	0,3354	0,1057	Vérifiée
3	2172,40	0,13	17,40	Vérifiée	0,81	0,3354	0,1259	Vérifiée
2	2546,34	0,13	17,40	Vérifiée	0,81	0,3354	0,1475	Vérifiée
1	2887,7	0,13	17,40	Vérifiée	0,81	0,3354	0,1674	Vérifiée
RDC	3335,45	0,13	18,30	Vérifiée	0,80	0,3354	0,1933	Vérifiée
S-sol	3677,25	0,13	15,4	Vérifiée	0,82	0,3354	0,2105	Vérifiée

II.7.2.Vérification selon RPA :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

II.7.2.1.Sous sol :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,56 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

II.7.2.2.RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{360}{20} = 18\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,56 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

II.7.2.3.Étages courantes de 1^{ère} à 8^{ème} étage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,56 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

II.8.Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales dues au vent et au séisme, et d'autre part reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les voiles considérer comme des éléments satisfaisant la condition suivante de RPA99V2003:

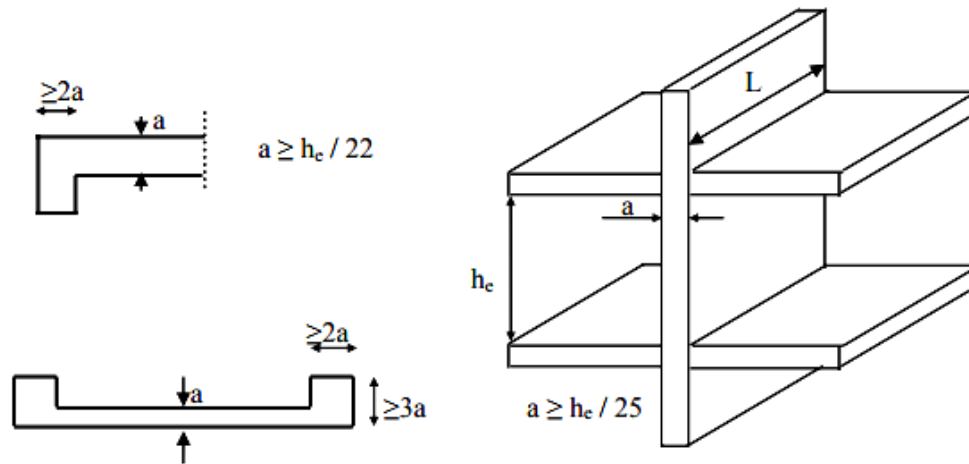


Figure II-11: coupes de voile en élévation et en plan.

L'épaisseur d'un voile :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm.} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L : longueur du voile;
 e : épaisseur du voile;
 h_e : hauteur d'étage.

II.8.1. Pour Sous-sol

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm.} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,90 \text{ cm}$$

II.8.2. Pour RDC

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm.} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{360}{22} \rightarrow e \geq 16,36 \text{ cm}$$

II.8.3. Pour le reste des étages

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm.} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{323}{22} \rightarrow e \geq 14,54 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: $e = 20 \text{ cm}$.

III. Etude des éléments secondaires

III.1. Acrotère

III.1.1. Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

III.1.2. Méthode de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

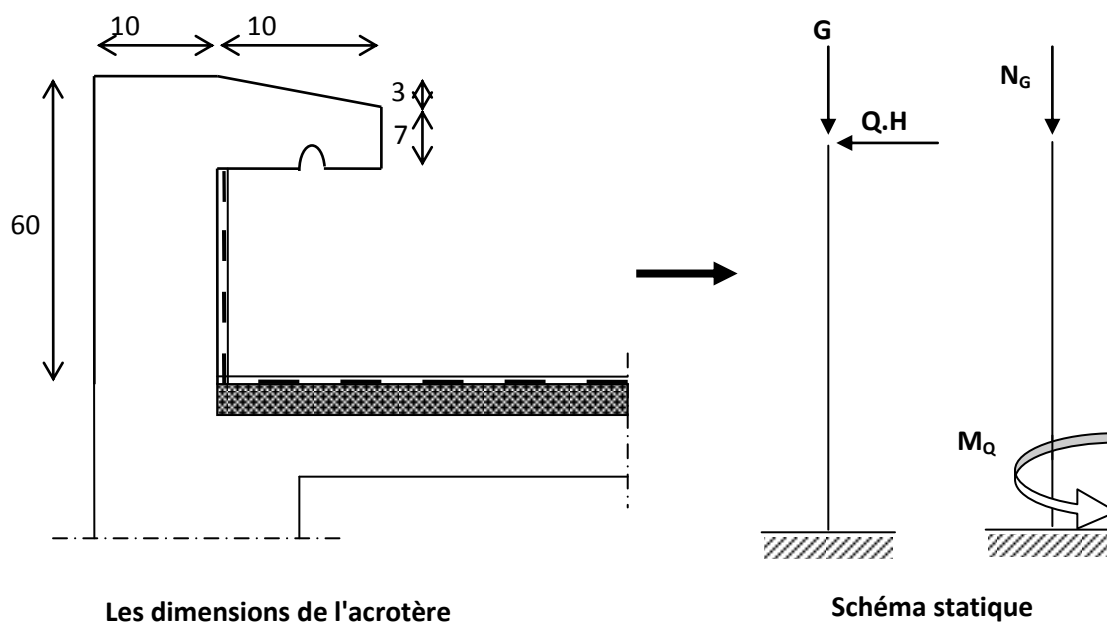


Figure III-1: Acrotère dimensions et charges appliquées.

III.1.3. Evaluation des charges et Surcharges :

- **Surface :**

$$S = \left[(0,6 \times 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) + 0,1 \times 0,07 \right] = 0,0685 \text{ KN/ml.}$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = S \times \rho = 0,0685 \times 25 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Après revêtement on a $G = 2,31 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$F_q = 1 \text{ KN/ml} \quad \longrightarrow \text{Effort de la main courante}$$

III.1.4. Les Sollicitations :**III.1.4.1. À l'état limite de résistance E.L.U.R :**

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times (2,31) = 3,11 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = 1,5.Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

III.1.4.2. À l'état limite de service E.L.S :

- Effort Normal de compression : $N_s = G = 2,31 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant: $M_s = Q.h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.5. Les caractéristiques :**III.1.5.1. Enrobage de la section :**

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

On prend : $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,09 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \Rightarrow d' = 0,01 \text{ m}$$

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

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

III.1.5.2. L'excentricité :

$$e = e_0 + e_1 + e_a$$

e_0 : excentricité du 1er ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

$$\text{Donc : } e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,11} = 0,3215m \Rightarrow e_0 = 32,15cm$$

$$e_0 = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} = \left\{ 2cm; \frac{0,6}{250} \right\} \Rightarrow e_2 = 0,024cm$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 10 \left(1 - \frac{1}{1,5(0,66)} \right) = 0$$

$$e_a = \frac{3(1,2^2)}{10^4(0,1)} (2) = 0,08cm$$

$$e_r = 32,15 + 0,024 + 0,08$$

$$e_r = 32,254cm$$

III.1.6. Calcul de la section d'armatures :**III.1.6.1. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17MPa$$

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 3,11 \times (0,32 + 0,05 - 0,02) = 1,094KN.m$$

$$((d - c')N_u - M_u) \leq (0,337.h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c')N_u - M_u) = (0,09 - 0,02) 3,11 - 1,094 = -0,87 KN.m$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,16 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,78 KN.m$$

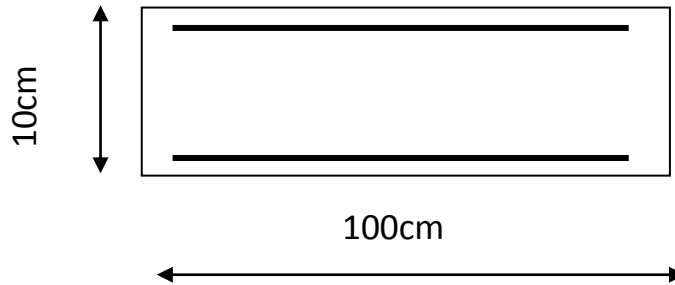
$$\Rightarrow 0,87 KN.m < 24,78 KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

III.1.6.2. Ferrailage de l'acrotère à E.L.U.R :

$$b = 100 \text{ cm} \quad C = c' = 2 \text{ cm} \quad d = 9 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm}$$

**Figure III-2: section de calcul de (100×10) cm²**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,094 \times 10^6}{14,16 \times 1000 \times 90^2} = 0,009$$

a) Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,009 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,009)}}{2} = 0,995$$

b) Armatures principale :

$$\begin{cases} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{cases}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,9 \times 10^6}{348 \times 0,995 \times 90} = 28,88 \text{ mm}^2 \approx 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,29 - \frac{3,11 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,20 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non-fragilité :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,31} = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e - 0,45 d)}{(e - 0,185 d)} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times (2,1)}{400} \times \frac{(36 - 0,45 (9))}{(36 - 0,185 (9))} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{\min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: 4T8 $\Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

d) L'espacement :

D'après B.A.E.L 91 $e = \min(3h; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

e) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2; \quad \text{On adopte : } A_r = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ soit 4T6}$$

f) L'espacement :

$e \leq \min(4.h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

III.1.7. Les vérifications :

III.1.7.1. Vérification des contraintes (E. L. S) :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 2,31 \times (0,36 - 0,02 + \frac{0,1}{2}) = 0,90 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,130 \times (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,69 \text{ cm}^4$$

a) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{900}{1064,68} \times 1,59 = 1,34 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec: η : coefficient t de fissuration pour HA $\varphi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 220,87 \} = 220,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{900}{1064,68} (9 - 1,59) = 93,95 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient t d'équivalence acier - béton.

$$\sigma_{st} = 93,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 220,87 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.7.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5K N \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

D'après B.A.E.L91 page108 :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,2 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.7.3. Vérification de ferrailage vis-à-vis au séisme :

Selon [R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, surjettent à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) page105 R.P.A 99.

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\begin{cases} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau 6.1 (R.P.A 99, p53) $C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = 2,31 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \cdot (0,15) \cdot (0,8) \cdot (2,31) = 1,1 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1,1 \text{ KN/ml}$$

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5 \cdot Q$

$$F_p = 1,1 \text{ KN} < 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.8. Le schéma de ferrailage :

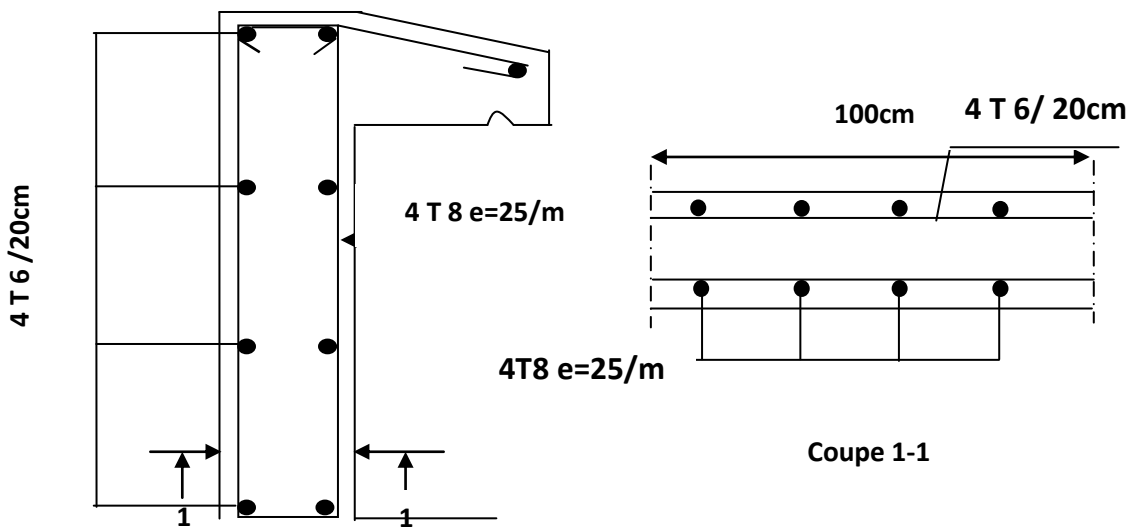


Figure III-3:schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Balcon :

III.2.1. Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation, il est constitué de dalle pleine encrée dans les poutres longitudinales, sous l'effet d'une sollicitation du 1^{ère} genre en travaillant à la flexion simple, et sont sollicités par G, Q, et P, tel que P représente une charge ponctuelle due au poids du mur.

III.2.2. Etude de balcon :

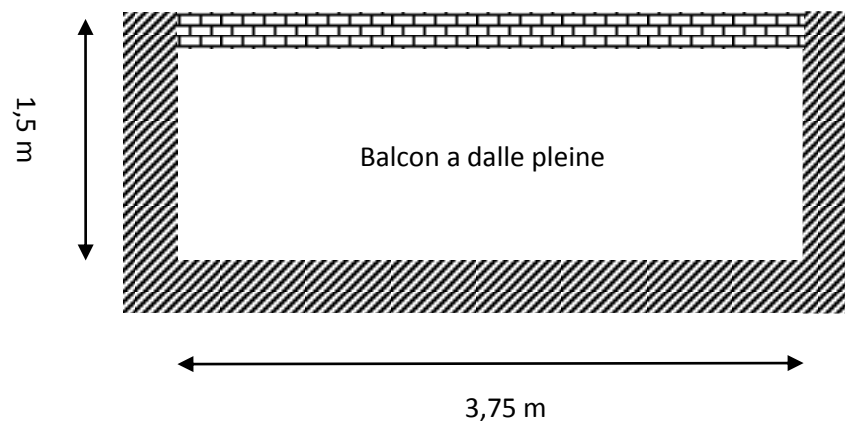


Figure III-4: description et dimensions du balcon type

III.2.2.1. Pré dimensionnement du balcon :

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{150}{20} = 7,5cm$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12 cm$

$$\frac{L}{m} \leq h \leq \frac{L}{m}$$

$$\frac{150}{35} \leq h \leq \frac{150}{25}$$

$$4,28cm \leq h \leq 6cm$$

- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11cm$ pour 2 heures de coup feu
- Pratiquement On prend : $h = 15cm$

III.2.2.2. Evaluation des charges:

a) Balcon :

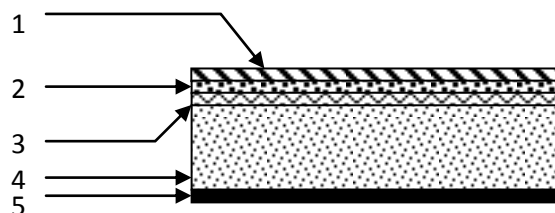


Figure III-5:une coupe décrit les différents éléments d'un balcon

Tableau III-1: évaluation des Charge du balcon

N	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	2	20	0.02×20=0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.02×20=0.4
3	Lit de sable	2	18	0.02× 18=0.36
4	Poids propre de la dalle	15	25	0.15×25=3.75
5	Enduite de ciment	2	18	0.02×18=0.36
Total				G=5.27 KN/m ²

$$G_1=5.27 \text{ KN/ m}^2$$

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

b) Charge concentré de garde corps :

Tableau III-2: évaluation des Charge du mur de garde corps.

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit ciment	2	18	0.72
Total			1,62

$$G_2=1.62\text{KN/m}^2$$

III.2.2.3. Calcul les sollicitations :

Le calcul ce fait pour une bande de 1m.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{3,75} = 0,4 = 0,4 \dots\dots\dots \text{la dalle travail dans un seul sens.}$$

a) Combinaison de charge :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

a.1) ELU :

Charge répartie

$$P_{u1} = 1,35 \times G_1 + 1,5Q$$

$$P_{u1} = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5$$

$$P_{u1} = 12,36 \text{KN/ml}$$

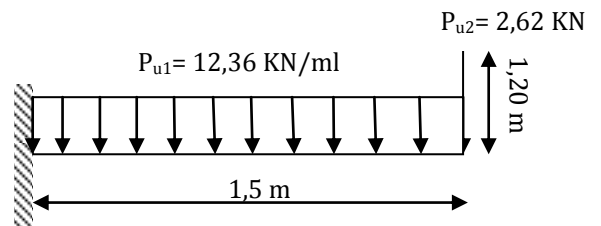


Figure III-7 : schéma statique du balcon a ELU

Charge concentré : La charge concentrée due au

Mur extérieur

$$P_{u1} = 1,35 \times G_1 + 1,5Q$$

$$P_{u1} = 1,35 \times 1,62 \times 1,20 \times 1$$

$$P_{u1} = 2,62 \text{KN / ml}$$

a.2) ELS :

Charge répartie

$$P_{u1} = G_1 + Q$$

$$P_{u1} = 5,27 + 3,5$$

$$P_{u1} = 8,77 \text{KN / ml}$$

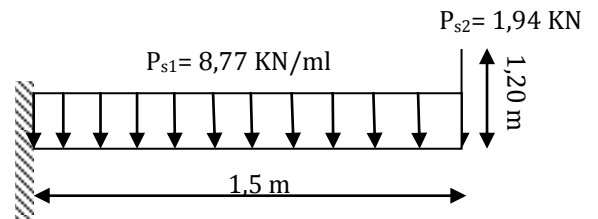


Figure III-7: schéma statique du balcon a ELU.

Charge concentré : La charge concentrée due au mur extérieur

$$P_{u1} = G_2 \times h_{GC} \times 1$$

$$P_{u1} = 1,62 \times 1,20 \times 1$$

$$P_{u1} = 1,94 \text{KN / ml}$$

b) Calcul des moment fléchissant :

b.1) ELUR :

$$M_u = - \left[\left(\frac{P_{u1} \times L^2}{2} \right) + P_{u2} \times L \right]$$

$$M_u = - \left[\left(\frac{12,36 \times 1,50^2}{2} \right) + 2,62 \times 1,50 \right]$$

$$M_u = -17,84 \text{KN.ml}$$

b.2) ELS:

$$M_s = - \left[\left(\frac{P_{s1} \times L^2}{2} \right) + P_{s2} \times L \right]$$

$$M_s = - \left[\left(\frac{8,77 \times 1,50^2}{2} \right) + 1,94 \times 1,50 \right]$$

$$M_s = -12,77 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

c.1) ELU :

$$V_U = p_{u1} \cdot L + P_{u2} = 12,36 \times 1,50 + 2,62 = 21,16 \text{ KN}$$

c.2) ELS :

$$V_S = p_{s1} \cdot L + P_{s2} = 8,77 \times 1,50 + 1,94 = 15,09 \text{ KN}$$

Tableau III-3: les efforts internes de balcon à ELU et ELS.

sollicitations maximales	ELU	ELS
Tmax (KN)	21,16	15,09
Mmax (KN.m)	-17,84	-12,77

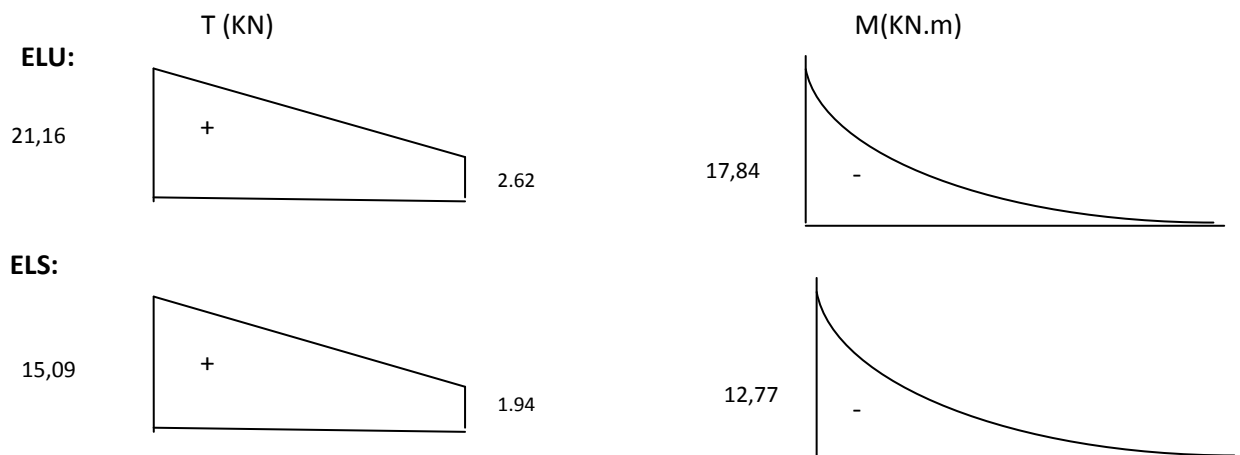


Figure III-8: Diagramme des efforts internes de balcon à ELU et ELS.

III.2.2.4. Ferrailage du balcon (E.L.U.R) :**a) Armatures principales :**

$$b = 100\text{cm} \quad h = 15\text{cm} \quad d = 13,5\text{cm} \quad c = 3\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17,84 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,069$$

$$\mu = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,076)}}{2} = 0,964$$

$$A_1 = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot b \cdot d} = \frac{17,84 \times 10^3}{348 \times 0,964 \times 13,5} = 3,94\text{cm}^2$$

b) Vérifications Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63\text{cm}^2$$

$$A = 3,94\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = \max (A_{\min} ; A) = \max (1,63 ; 3,94)$$

On prend Donc $A = 4,52 \text{ cm}^2$

On adopte: $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

c) L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min (54\text{cm} , 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$.

d) Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

e) L'espacement :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (60\text{cm} , 45\text{cm})$$

$$e \leq 45$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

III.2.2.5. Les vérifications :

a) Contrainte de cisaillement:

$$V_{\text{umax}} = 21,16\text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{21,16 \times 10^3}{100 \times 13,5} = 0,157\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(3,2\text{MPa}, 4\text{MPa}) \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = 3,2\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,157\text{MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,2\text{MPa}$condition vérifiée .

b) Armatures transversales :

$\tau_U = 0,131\text{MPa} \leq 0,05f_{c28} = 1,6\text{MPa}$Condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'il n'ait pas de prise de bétonnage pendant l'exécution.

c) La vérification des contraintes à l'E.L.S:

III-4: La vérification des contraintes à l'E.L.S.

Moment service	M_{ser}	12,77KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,678\text{cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0,678 \times 13,5 = 18,30\text{cm}^2$ $Y = -0,678 + \sqrt{0,678^2 + 18,30} = 3,65\text{cm}$	3,65cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = (100.(3.65)^3/3) + 15 \times 4,52(13,5 - 3.65)^2 = 8199,02\text{cm}^4$	8199,02cm ⁴
Coefficient	$K = M_{\text{ser}} / I$ $K = 13,98 \times 10^3 / 8199,02$	1,70MPa/cm
Contrainte dans le	$\sigma_b = K.y$	6,20 MPa

béton	$\sigma_b = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$ $\sigma_b = 1,70 \times 3,65$	
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12,77 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 230,12 \text{ MPa}$	230,12 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	6,20 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 10 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ <p>Avec η: coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$</p> $\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$	251,92 MPa < 220,87 MPa Condition non vérifié
	<p>donc on va redimensionner la section des aciers :</p> $A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$ $\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0,1]$ $\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$ $\beta = \frac{12,77 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 201,63} = 3,80 \times 10^{-3}$ <p>Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha=0,29$</p> $A_{st} = \frac{13,98 \times 10^3}{13,5 \left(1 - \frac{0,29}{3}\right) 220,87} = 5,19 \text{ cm}^2$ <p>Donc on adopte 5T12=5,65 cm²</p>	

III.2.2.6. Schéma de ferrailage

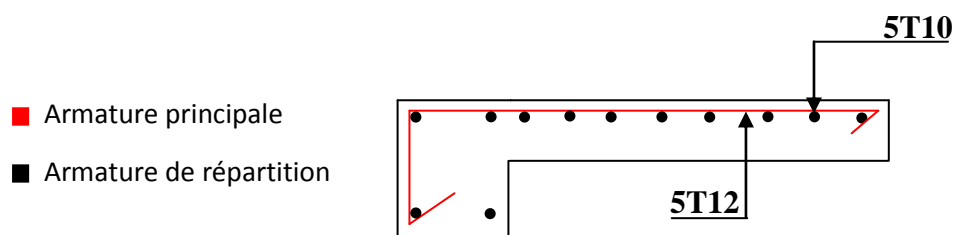


Figure III-9: schéma de ferrailage du balcon

III.3. Etude d'escalier:

III.3.1. Introduction

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

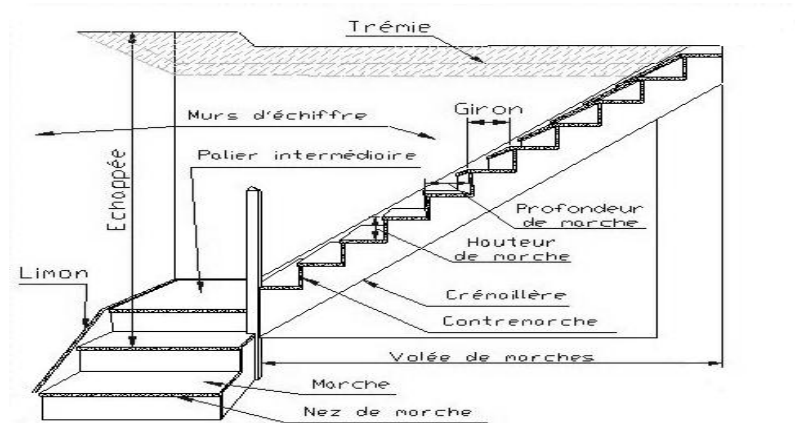


Figure III-10: schéma explicatif des différents composants d'un escalier.

Dans notre structure on a un escalier à trois volées :

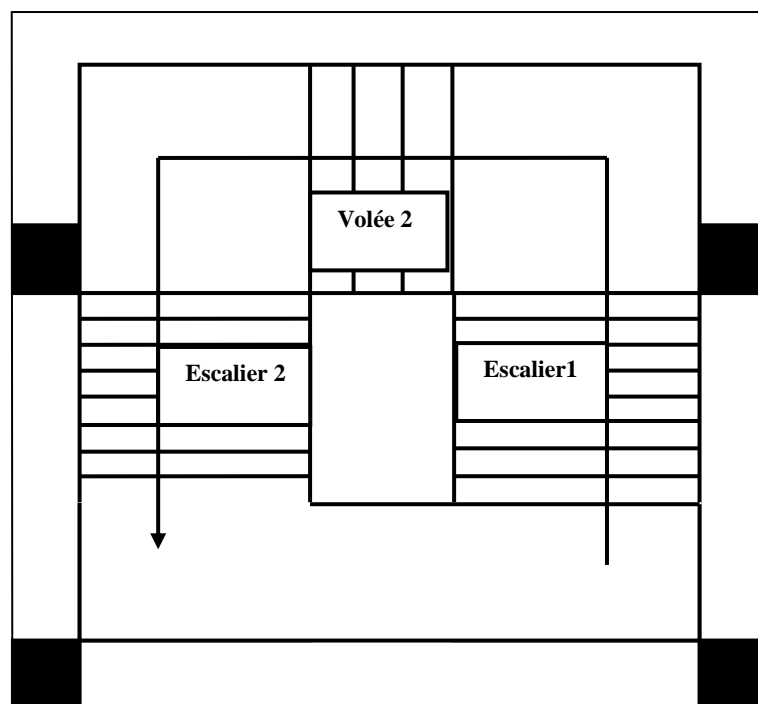


Figure III-11: Escalier à trois volées.

III.3.2. Pré dimensionnement d'escalier :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort on doit vérifier les conditions suivantes :

La hauteur h des contres marches h : $15 \leq h \leq 20$

La largeur g se situe entre 25cm et 32cm : $25 \leq g \leq 32$

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

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

Avec : $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

- { n:nombre de contre marche
- { n-1:nombre de marche

Pour déterminer g et h on utilise la relation de blondel :

On prend : h = 17 cm

$$2 \times (17) + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$g = 66 - 34 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : g = 30 cm

On devise l'escalier en trois types:

III.3.2.1. Escalier type 1 :

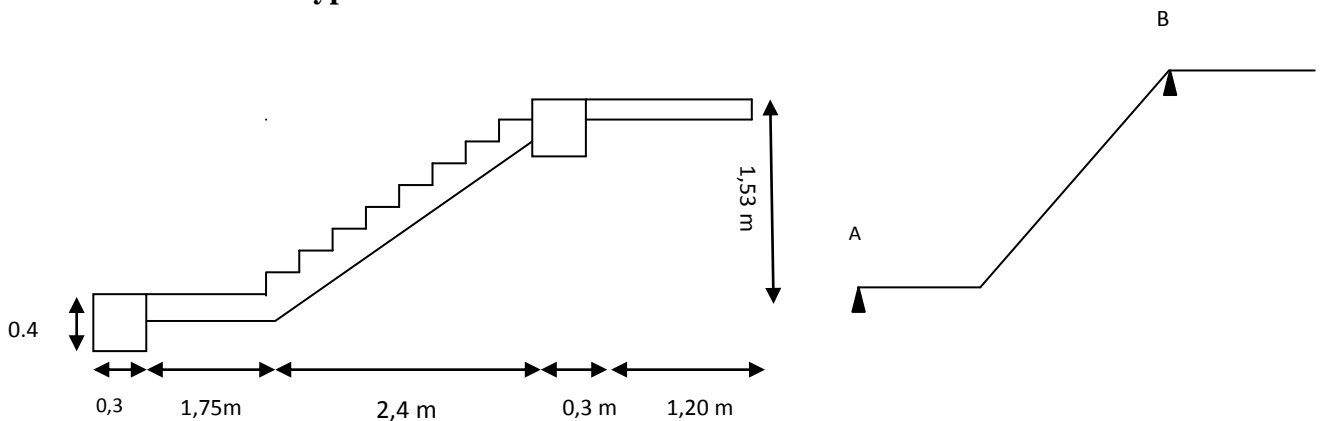


Figure III-12: escalier type 1 avec schéma statique.

- Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{0,17} = \frac{1,53}{0,17} = 9$$

- Nombre de marche :

$$(n - 1) = (9 - 1) = 8$$

- Longueur de foulées :

$$L = (n - 1) \times 0,3 = (9 - 1) \times 0,3 \Rightarrow L = 2,4 \text{ m}$$

- l'angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,537 \Rightarrow \alpha = 32^{\circ},52$$

- L'épaisseur de paillasse :

$$\text{condition de flèche : } \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{\text{paillasse}}} \Rightarrow L_{\text{paillasse}} = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1,53}{\sin 32,52} = 2,85 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{4,15}{30} \leq e_p \leq \frac{4,15}{20} \Rightarrow 13,83 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,75 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

III.3.2.2. Volée 2 :

Pour volée 2, les marches seront encastres dans la poutre brisée donc on les modélise comme une console



Figure III-13: volée 2 avec schéma statique.

- Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{0,17} = \frac{0,71}{0,17} = 4$$

- Nombre de marche :

$$(n - 1) = (4 - 1) = 3$$

- Longueur de foulée :

$$L = (n - 1) \times 0,3 = (4 - 1) \times 0,3 \Rightarrow L = 0,9 \text{ m}$$

- l'angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{0,71}{0,90} = 0,78 \Rightarrow \alpha = 38^{\circ},27$$

- L'épaisseur de paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{\text{paillasse}}} \Rightarrow L_{\text{paillasse}} = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{0,71}{\sin 38,27} = 1,05 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{3,50}{30} \leq e_p \leq \frac{3,05}{20} \Rightarrow 11,67 \text{ cm} \leq e_p \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

III.3.2.3. Escalier type 2 :

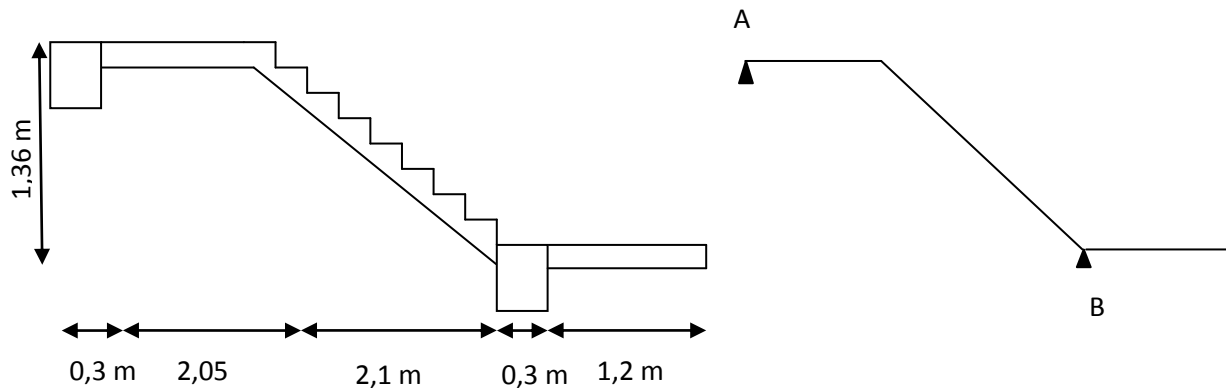


Figure III-14: escalier type 2 avec schéma statique.

- Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{0,17} = \frac{1,36}{0,17} = 8$$

- Nombre de marche :

$$(n - 1) = (8 - 1) = 7$$

- Longueur de foulée :

$$L = (n - 1) \times 0,3 = (8 - 1) \times 0,3 \Rightarrow L = 2,1 \text{ m}$$

- l'angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{1,36}{2,1} = 0,647 \Rightarrow \alpha = 32^\circ,92$$

- L'épaisseur de paillasse :

$$\text{condition de flèche : } \frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_{\text{paillasse}}} \Rightarrow L_{\text{paillasse}} = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1,36}{\sin 32,92} = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{4,15}{30} \leq e_p \leq \frac{4,15}{20} \Rightarrow 13,83 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,75 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

III.3.3. Evaluation des charges:

III.3.3.1. palier :

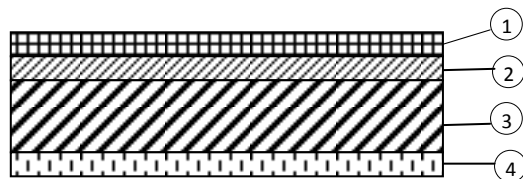


Figure III-15: les différentes composantes du palier

Tableau III-5: Charge du palie

N	Élément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN /m ²)
1	Carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
2	Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
3	Couche de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
3	Poids propre de palier	15	25	$0.15 \times 25 = 3.75$
4	Enduite de ciment	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Totale				$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$$

III.3.3.2. Paillasse:

Tableau III-6: Charge du Paillasse

Élément	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanent (KN/m ²)
Poids propre de paillasse	15	25	$0.15 \times 25 / \cos \alpha = 4.37$
Carrelage	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Couche de sable	2	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Poids propre de marche	8.5	25	$0.085 \times 25 = 2.55$
Enduit ciment	2	18	$0.02 \times 18 / \cos \alpha = 0.42$
Totale			$G = 8.5 \text{ KN/m}^2$

$$G = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

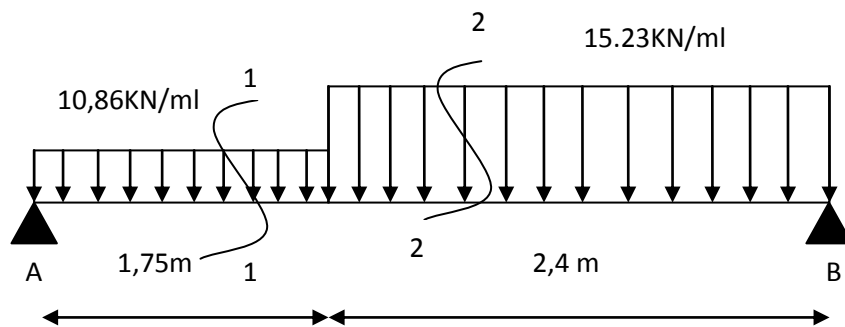
$$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$$

III.3.4. Combinaisons de charge :

Les combinaisons de charge pour une bonde 1m sont :

Tableau III-7 : les combinaisons des charges de l'escalier.

Les charges Les éléments	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U(KN/m ²) 1,35G + 1,5Q	E.L.S(KN/m ²) G + Q
Paillasse	8.5	2,50	15.23	11
palier	5.27	2,50	10,86	7,77

III.3.5. Calcul d'escalier type 1 :**III.3.5.1. Détermination des efforts internes :****a) Détermination des efforts internes l'ELU:****Figure III-16: Schéma statique d'escalier type 1 (ELU)**

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 55,56 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = - 4,15 R_{B/Y} + 15,23 \times 2,4 \times 2,95 + 10,86 \times 1,75 \times 0,875 = 0$$

$$R_{B/Y} = 29,98 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 4,15 R_{A/Y} - 10,86 \times 1,75 \times 3,275 - 15,23 \times 2,4 \times 1,2 = 0$$

$$R_{A/Y} = 25,58 \text{ KN}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 1,75$

$$-T + 25,58 - 10,86 x = 0$$

$$T = 25,58 - 10,86 x : \begin{cases} T(x=0) = 25,58 \text{ KN} \\ T(x=1,75) = 6,575 \text{ KN} \end{cases}$$

$$-M + 25,58x - 10,86 \times \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = 25,58x - 10,86 \times \frac{x^2}{2} : \begin{cases} M(x = 0) = 0\text{KN} \\ M(x = 1,75) = 28,13\text{KN} \end{cases}$$

Section (2-2) : $1,75 \leq x \leq 4,15$

$$T = 25,58 - 10,86 \times 1,75 - 15,23(x - 1,75) \quad \begin{cases} T(x = 1,75) = 6,575\text{KN} \\ T(x = 4,15) = -29,98\text{KN} \end{cases}$$

$$M = 25,58x - 10,86 \times 1,75 \left(x - \frac{1,75}{2} \right) - 15,23 \frac{(x - 1,75)^2}{2} : \begin{cases} M(x = 1,75 \text{ m}) = 28,13\text{KN} \\ M(x = 4,15 \text{ m}) = 0\text{KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow T = 6,575 - 15,23(x - 1,75) = 0$$

$$x = \frac{33,23}{15,23} = 2,18\text{m}$$

$$M_{\max} = M(x = 2,18 \text{ m}) = 29,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

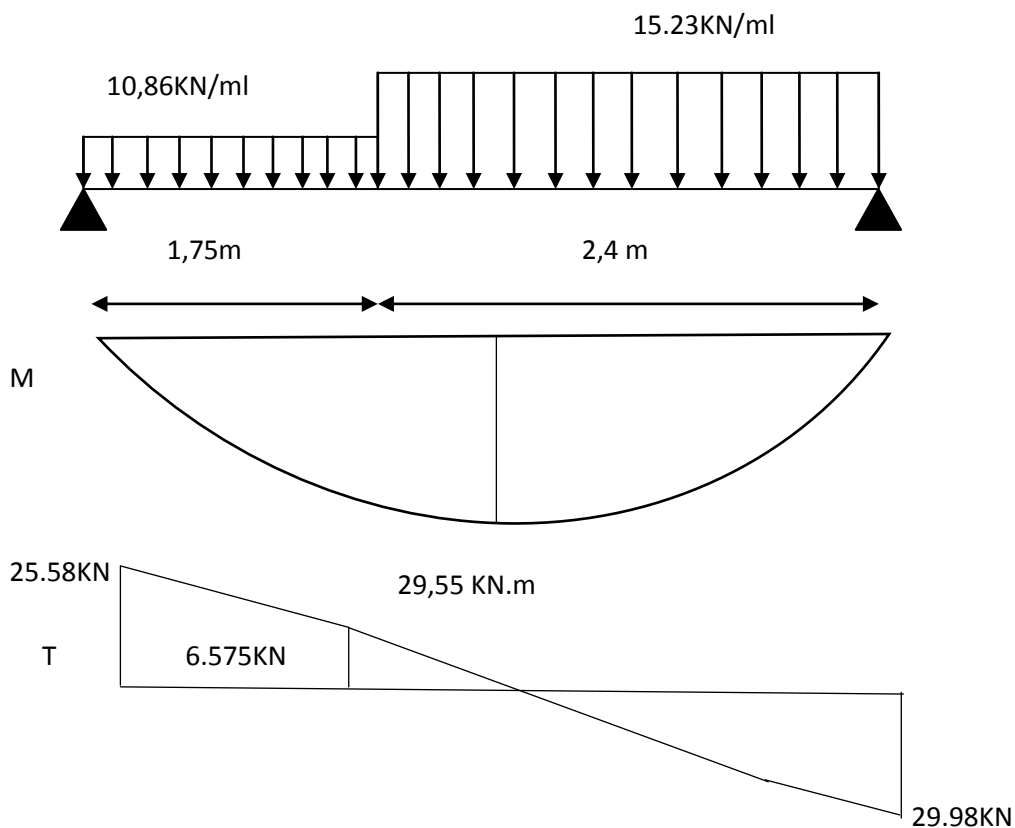


Figure III-17: diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Moment sur appui : $0,4 \times M_{\max} = 0,4 \times 29,55 = 8,86 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 29,55 = 25,12 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_{\max} = 29,98 \text{ KN}$

b) Détermination des efforts internes l'ELS :

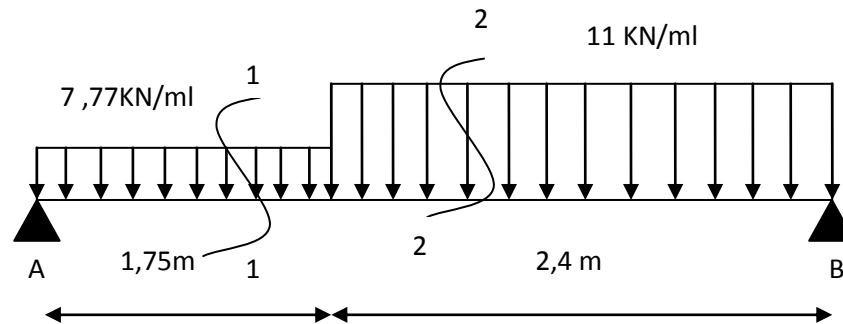


Figure III-18: Schéma statique d'escalier type 1 (ELU)

$$\sum F/y = 0 = R_{A/Y} + R_{B/Y} = 40 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 4,15 R_{B/Y} - 11 \times 2,4 \times 2,95 - 7,77 \times 1,75 \times 0,875 = 0$$

$$R_{B/Y} = 21,63 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M/B = -4,15 R_{A/Y} + 7,77 \times 1,75 \times 3,275 + 11 \times 2,4 \times 1,2 = 0$$

$$R_{A/Y} = 18,37 \text{ KN / ml}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 1,75$

$$-T + 18,37 - 7,77 x = 0$$

$$T = 18,37 - 7,77 x : \begin{cases} T(x=0) = 18,37 \text{ KN} \\ T(x=1,75) = 4,77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$-M + 19,04x - 8,27 \times \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = 18,37x - 8,027 \times \frac{x^2}{2} : \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN} \\ M(x=1,75) = 20,25 \text{ KN} \end{cases}$$

Section (2-2) : $1,75 \leq x \leq 4,15$

$$T = 25,58 - 10,86 \times 1,75 - 15,23(x - 1,75) : \begin{cases} T(x=1,75) = 4,77 \text{ KN} \\ T(x=4,15) = -21,63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M = 18,37x - 7,77 \times 1,75 \left(x - \frac{1,75}{2} \right) - 11 \frac{(x - 1,75)^2}{2} : \begin{cases} M(x=1,75 \text{ m}) = 20,25 \text{ KN} \\ M(x=4,15 \text{ m}) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow T = 4,77 - 11(x - 1,75) = 0$$

$$x = \frac{24}{11} = 2,18\text{m}$$

$$M_{\max} = M(x = 2,18\text{m}) = 21,28 \text{ KN.m}$$

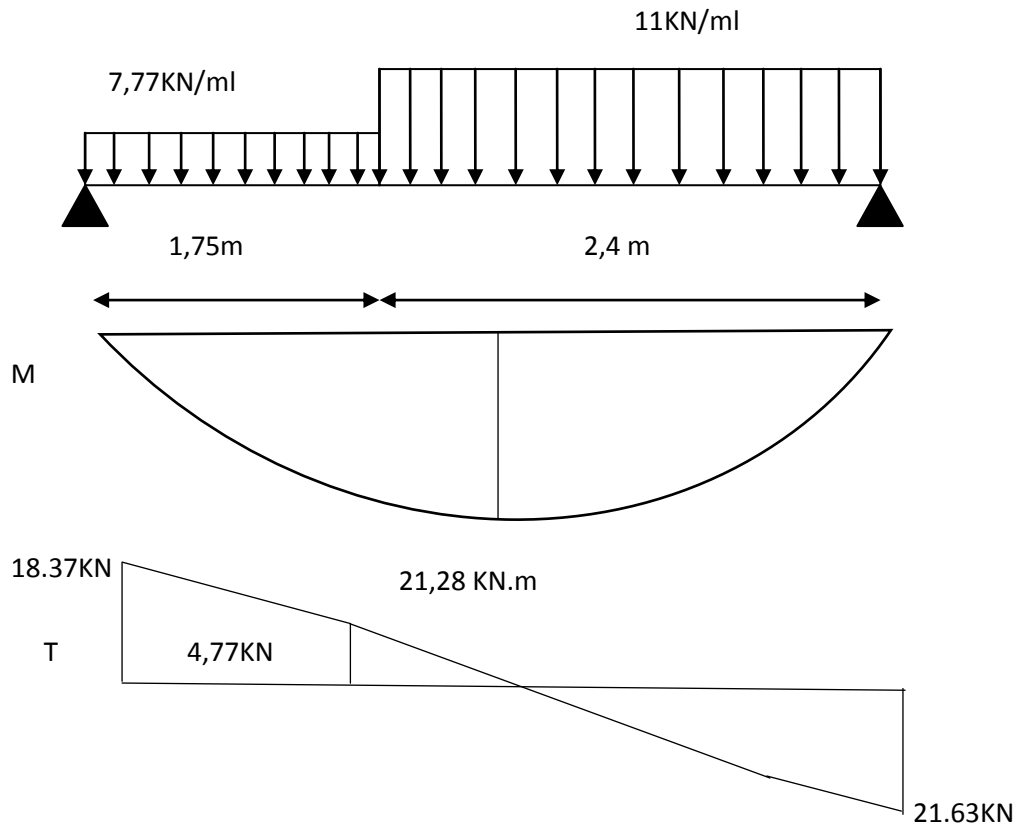


Figure III-19: diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 21,28 = 18,09 \text{ KN.m.}$

Moment en appui : $0,4 \times M_{\max} = 0,3 \times 21,28 = 6,38 \text{ KN.m.}$

Effort tranchant : $T_{\max} = 21,63 \text{ KN.}$

III.3.5.2. Ferrailage d'escalier à ELUR :**a) Calcul des armatures longitudinales :****a.1) Ferrailage en travée :**

$$b = 100\text{cm} \quad h = 15\text{cm} \quad d = 13,5\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

$$M_{tu} = 25,12\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{25,12 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,097$$

$$\mu = 0,097 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,097)}}{2} = 0,949$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25,12 \times 10^3}{348 \times 0,949 \times 13,5} = 5,64 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{lt} = 5,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}, A) = 5,64 \text{ cm}^2$

On adopte : **5 T 14 = 7,70 cm²**

- **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{lt}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T 10 = 3,14 cm²**

a.2) Ferrailage sur appuis :

$$M_{au} = 8,86 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,86 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,034)}}{2} = 0,982$$

$$A_1 = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,68 \times 10^3}{348 \times 0,82 \times 13,5} = 1,91 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{la} = 1,74 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend : $A_a = \max (A_{min}, A) = 1,91 \text{ cm}^2$

On adopte : **Aa = 5T12 = 5,65 cm².**

- **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En Appuis:

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armature de répartition :**

D'après le BAEL BAEL91

$$A_r = \frac{A_{la}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T10 = 3,14 cm²**

III.3.5.3. Les vérifications

a) Vérification de la Contrainte de cisaillement:

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu préjudiciable

$$T_{u \max} = 29,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{29,98 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification de la contrainte de compression:

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_{u\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$\text{Avec : } a = \min \{ \lambda; 0,9 \times d \}$$

$$\lambda = b - 2 \times c = 1000 - 2 \times 30 = 940 \text{ mm}$$

$$a = \min \{ 940; 121,5 \} = 121,5 \text{ mm}$$

$$T_{u\max} = 29,98 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 \times 121,5 = 810 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{T_{u\max} + \frac{M_{u\max}}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{29,94 \times 10^3 + \frac{25,12 \times 10^6}{0,9 \times 135}}{\frac{400}{1,15}} = 6,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2 \geq 6,80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Tableau III-8 : vérification des contraintes à ELS d'escalier type 1.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN.m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K MPa/cm	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Travée	7,70	18,09	4,546	12391,71	1,46	6,60	196,07	vérifiée
Appuis	5,65	4,01	4,01	9781,96	0,65	2,61	92,53	vérifiée

III.3.6. Etude de la console d'escalier type1:**III.3.6.1. Détermination des efforts internes :****a) Détermination des efforts internes l'ELU:**

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10,86 \text{ KN / ml}$$

a.1) Le moment :

$$M_u = -\frac{P_u \times L^2}{2}$$

$$M_u = -\frac{10,86 \times 1,2^2}{2}$$

$$M_u = -7,82 \text{ KN.m}$$

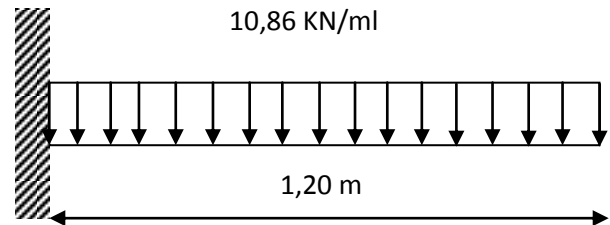


Figure III-21: la charge appliquée a ELU.

a.2) Effort tranchant :

$$V_u = P_u \times L$$

$$V_u = 10,86 \times 1,2$$

$$V_u = 13,03 \text{ KN}$$

b) Détermination des efforts internes l'ELS:

$$P_s = G + Q = 7,77 \text{ KN / ml}$$

b.1) Le moment M :

$$M_s = -\frac{P_s \times L^2}{2}$$

$$M_s = -\frac{7,77 \times 1,2^2}{2}$$

$$M_s = -5,60 \text{ KN.m}$$

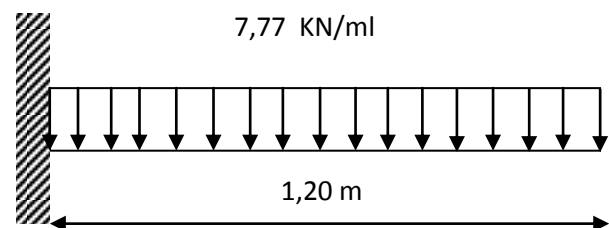


Figure III-21: la charge appliquée a ELS.

b.2) Effort tranchant V:

$$V_s = P_s \times L$$

$$V_s = 7,77 \times 1,2$$

$$V_s = 9,32 \text{ KN}$$

III.3.6.2. Ferrailage d'escalier à ELUR :

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 13,5 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7,82 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,030)}}{2} = 0,984$$

$$A_1 = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,82 \times 10^3}{348 \times 0,984 \times 13,5} = 1,70 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend : $A_a = \max (A_{\min}, A) = 1,70 \text{ cm}^2$

On adopte : **$A_a = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$** .

- **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En Appuis:

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armature de répartition :**

D'après le BAEL BAEL91

$$A_r = \frac{A_1}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$**

III.3.6.3. Les vérifications :

a) Vérification de la Contrainte de cisaillement:

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu préjudiciable :

$$T_{u \max} = 13,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{13,03 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,10 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

b) Les vérifications des contraintes à l’E.L.S

Tableau III-9: vérification des contraintes à ELS de la console d’escalier type 1.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN.m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/cm)	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Appui	7,70	5,60	4,546	12391,71	0,45	2,05	60,70	vérifiée

III.3.7. Volée 2 :

Les marches de ce Volée sont encastrées dans une poutre brisée, donc le ferrailage est basé sur le calcul d’une console.

III.3.7.1. Détermination des efforts internes

a) Détermination des efforts internes l’ELU:

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 15,23 \text{ KN / ml}$$

a.1) Le moment :

$$M_u = -\frac{15,23 \times 1,2^2}{2}$$

$$M_u = -10,96 \text{ KN.m}$$

a.2) Effort tranchant :

$$V_u = 15,23 \times 1,2$$

$$V_u = 18,28 \text{ KN}$$

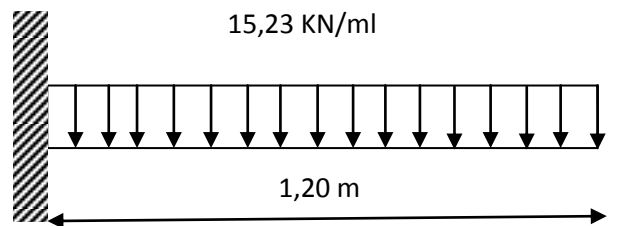


Figure III-23: Schéma statique de volée 2 à ELU

b) Détermination des efforts internes l’ELS:

$$P_s = G + Q = 11 \text{ KN / ml}$$

b.1) Le moment :

$$M_s = -\frac{11 \times 1,2^2}{2}$$

$$M_s = -7,92 \text{ KN.m}$$

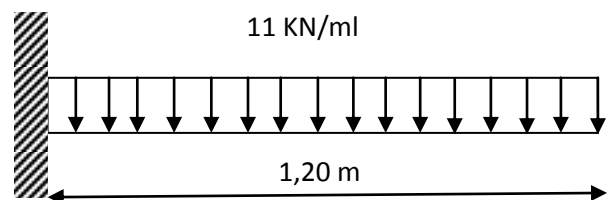


Figure III-23 Schéma statique de volée 2 à ELS

b.2) Effort tranchant :

$$V_s = 11 \times 1,2$$

$$V_s = 13,2 \text{ KN}$$

III.3.7.2. Ferrailage de volée à ELUR :

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 15 \text{ cm} \quad d = 13,5 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10,96 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13,5^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,042)}}{2} = 0,978$$

$$A_1 = \frac{M_U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,96 \times 10^3}{348 \times 0,978 \times 13,5} = 2,38 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{1a} = 2,38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend : } A_a = \max (A_{\min}, A) = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_a = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

• **L'espacement :** (Art A-8.2.42 BAEL 91)

$$e \leq \min (3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

En Appuis:

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Armature de répartition :**

D'après le BAEL91 :

$$A_r = \frac{A_1}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

III.3.7.3. Les vérifications :**a) Vérification de la Contrainte de cisaillement:**

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$T_{u \max} = 18,28 \text{ KN}$$

$$\tau_{uv} = \frac{T_{u \max}}{d \times b} = \frac{18,28 \times 10^3}{135 \times 1000} = 0,13 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : (Art A - 5.1.211 BAEL 91):

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = 0,13 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S**Tableau III-10 : vérification des contraintes à ELS de volée 2.**

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN.m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K MPa/cm	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Appui	4,52	7,92	3,654	8200	0,96	3,23	141,78	vérifiée

Tableau III-11 : tableau récapitulatifs d l'escalier.

position		Armatures principales A _p				Armatures de répartition	
		A _{cal}	A _{min}	A _{adopté}	Le choix	A _{répartition}	Le choix
escalier type 1,2	Appui	1,91	1,63	7,70	5T14	1,925	4T10
	travée	5,64	1,63	5,65	5T12	1,4125	4T10
volée2		2,38	1,63	4,52	4T12	1,13	4T10

III.3.8. Etude de la poutre brisée :

III.3.8.1. Introduction :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux ou les refends, elle soumise à la flexion simple et à la torsion.

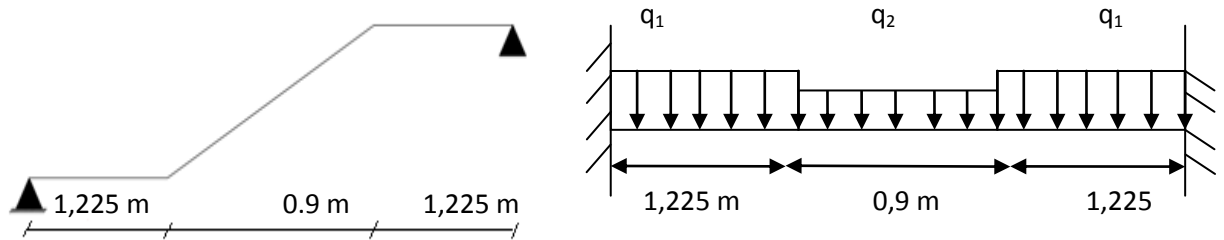


Figure III-24: schéma de la poutre brisée

III.3.8.2. Dimensionnement :

Selon le **B.A.E.L 91/1999**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\Rightarrow \frac{3,35}{15} \leq h \leq \frac{3,35}{10} \Rightarrow 22,3\text{cm} \leq h \leq 33,5\text{cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ donc $d = 0,9 \times h = 36\text{cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

on prend : $b = 30\text{cm}$

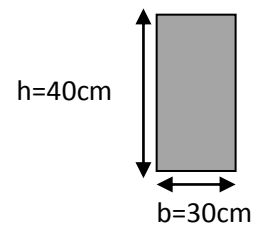


Figure III-25: les dimensions de la poutre brisée.

Les vérifications des conditions du **R.P.A 99/2003** :

$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$condition vérifié.

$b = 30\text{cm} > 20$ condition vérifié.

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4$$
.....condition vérifié.

III.3.8.3. Calcul à la flexion simple :

a) Les Charges appliquées sur la poutre brisée :

Réaction du palier et de paillasse : $R_B = 29,25 \text{ KN/ml (ELU)}$.

$$R_B = 21,63 \text{ KN/ml(ELS)}$$

Réaction des paliers intermédiaires : $R_P = 13,03\text{KN/ml (ELU)}$.

$$R_p = 9,32 \text{ KN/ml (ELS).}$$

Réaction des marches de volée 2 : $R_{v2} = 18,28 \text{ KN/ml (ELU).}$

$$R_{v2} = 13,2 \text{ KN/ml (ELS).}$$

Poids propre de la poutre :

$$P_p = 0,40 \times 0,30 \times 1 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

b) Combinaison des charges :

b.1) ELU :

$$q_{u1} = 1,35 \times P_p + R_B + R_p = 1,35(3) + 29,25 + 13,03$$

$$q_{u1} = 46,33 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u2} = 1,35 \times P_p / \cos \alpha + R_{v2} = 1,35(3/0,78) + 18,28$$

$$q_{u2} = 23,44 \text{ KN/ml.}$$

b.2) ELS:

$$q_{s1} = P_p + R_B + R_p = 3 + 21,63 + 9,32$$

$$q_{s1} = 33,95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = P_p / \cos \alpha + R_{v2} = 3/0,78 + 13,28$$

$$q_{s2} = 17,08 \text{ KN/ml}$$

c) Les efforts internes M, V :

Utilisons le programme RDM 6 pour avoir les résultats des efforts interne de la poutre :

• **L'ELU:**

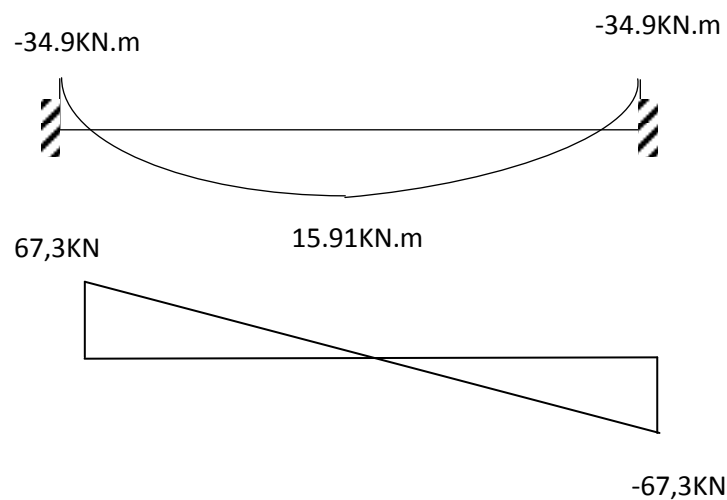


Figure III-26: diagrammes des efforts internes de la poutre à l'ELU.

• L'ELS:

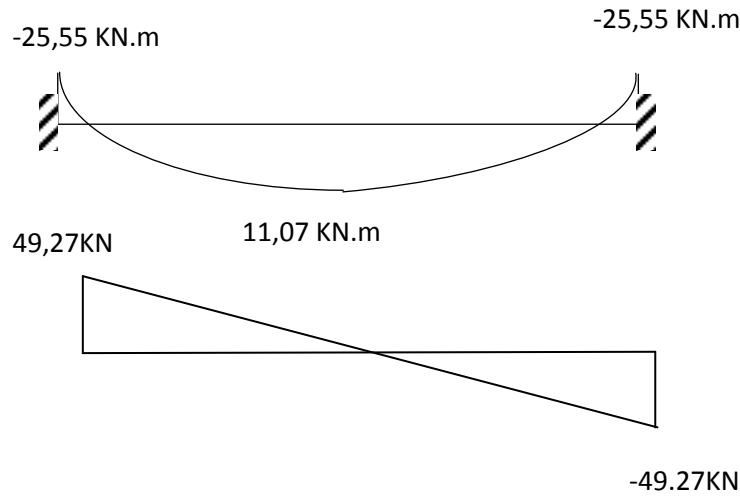


Figure III-27: diagrammes des efforts internes de la poutre à l'ELU.

d) Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

d.1) En travée:

$b = 30\text{cm} \quad h = 40\text{ cm} \quad d = 36\text{ cm} \quad c = 2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15,14 \times 10^3}{14,16 \times 30 \times 36^2} = 0,027$$

$\mu = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,027)}}{2} = 0,986$$

$$A_{1t} = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,14 \times 10^3}{348 \times 0,986 \times 36} = 1,22\text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 30 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{ cm}^2$$

$A_{1t} = 1,22\text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,30\text{ cm}^2$ condition non vérifiée.

On prend : $A_t = \max (A_{\min}, A) = 1,30\text{ cm}^2$

On prend comme choix 3T12 avec : $A_{adm} = 3,39\text{ cm}^2$

d.2) En Appuis:

$$\mu = \frac{M_{au}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{34,9 \times 10^3}{14,16 \times 30 \times 36^2} = 0,063$$

$$\mu = 0,063 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,063)}}{2} = 0,967$$

$$A_{1a} = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{34,9 \times 10^3}{348 \times 0,967 \times 36} = 2,88 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0,23 \times 30 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{1a} = 2,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend: $A_t = \max (A_{\min}, A) = 2,88 \text{ cm}^2$

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2$

d.3) Ferrailage des armatures transversales :

- **Détermination du diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \{11,42 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\}$$

on prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

- **selon BAEL 91 :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{\tau_{uv} - 0,3 \cdot k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\tau_{uv} = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{67,30 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,62 \text{ MPa}$$

α : inclinaison des A_t $\alpha = 90^\circ$

$k = 1$ (pas de reprise de bétonnage)

S_t : Espacement maximal

selon BAEL 91 on a $A' = 0$ donc :

$$S_t \leq \min\{0,9.d;40\text{cm}\} = \{32,4\text{cm};40\text{cm}\}$$

$$\tau_{uv} = 0,62 \text{ MPa} < 0,3.1.2,1 = 0,63 \text{ MPa}$$

donc on calcul par la pourcentage minimale :

$$\frac{A_t}{b.S_t}.f_e \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{b.0,4}{f_e} = \frac{300.0,4}{400}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,3 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

• **selon RPA 99 :**

la quantité des armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi_1\right\} = \{10\text{cm}; 14,4\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Donc on prend les armatures calculées selon RPA 99 :

$$A_t = 1,35 \text{ cm}^2$$

e) Les vérifications :

e.1) Vérification de la Contrainte de cisaillement:

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu préjudiciable :

$$T_u \text{ max} = 18,28 \text{ KN}$$

$$\tau_{uv} = \frac{T_u \text{ max}}{d \times b} = \frac{67,30 \times 10^3}{360 \times 300} = 0,62 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : (Art A - 5.1.211 BAEL 91) :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\tau_{lim} = \min\left\{\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\}$$

$$\tau_{lim} = \min\left\{\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = 0,13 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e.2) Vérification à ELS :

- **Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

Tableau III-12 : vérification des contraintes à ELS de la poutre brisée.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN.m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/cm)	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Travée	3,39	11,07	9,48	48542,90	0,23	2,16	90,72	vérifiée
Appuis	4,62	25,55	10,80	56605,40	0,45	4,87	170,62	vérifiée

• **Vérification de La flèche:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,4}{3,35} = 0,20 \geq \frac{1}{22,5} = 0,06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,4}{3,35} \geq \frac{25,55}{15 \times 11,62} \Rightarrow 0,20 < 0,047 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,002 < 00,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

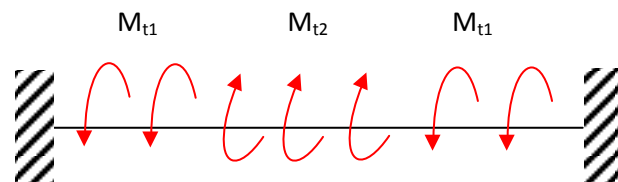
III.3.8.4. Calcul à la torsion :

M_{t1} est le moment de torsion provoqué par la flexion de l'escalier type1 :

$$M_{t1} = M_{td} - M_{tg} = 8,86 - 7,82 = 1.04 \text{ KN.m}$$

M_{t2} est le moment de torsion provoqué par la flexion de la volée 2 :

$$M_{t2} = 10,96 \text{ KN.m}$$



Par analogie avec le diagramme de l'effort tranchant, la variation de moment de torsion est donnée comme suit :

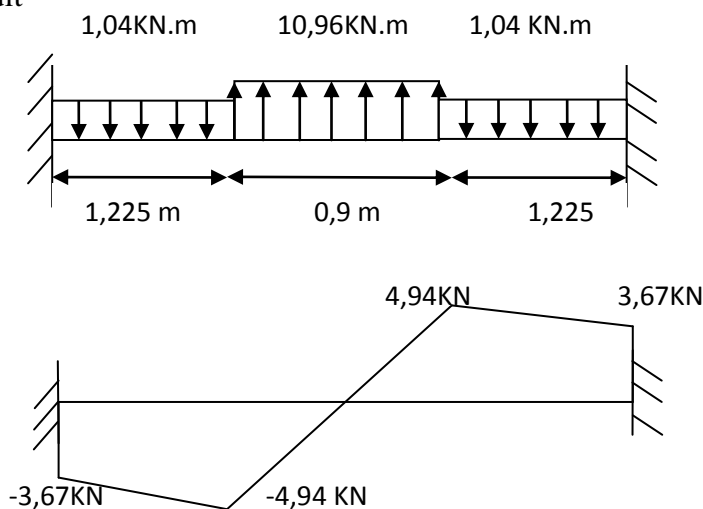


Figure III-28 : poutre brisée soumise a un couple de torsion.

a) Vérification de la contrainte de béton :

On a pour une section pleine:

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 < \tau_{lim}^2$$

a.1) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

Sections pleines : a ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -avis de la torsion. On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

Mt: moment de torsion

$$e = (30/6)=5 \text{ cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 875 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{ut} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{4,94 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50} = 0,56 \text{ MPa}$$

a.2) Contraintes de cisaillement dû à l'effort tranchant :

$$\tau_{uv} = \frac{V_U}{b.d} = \frac{67,30 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,62 \text{ MPa}$$

a.3) Vérification du béton :

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{lim} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_u^2 = \tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 < \tau_{lim}^2 \Rightarrow \tau_u = \sqrt{0,56^2 + 0,62^2} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

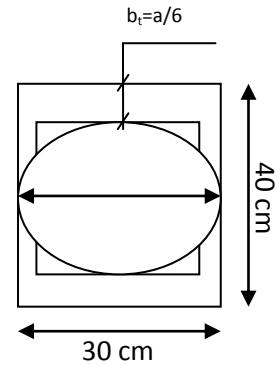


Figure III-29 : section creuse équivalente.

b) Calcul des armatures de torsion :**b.1) Les armatures longitudinales :**

$b = 30\text{cm}; h = 40\text{ cm}.$

$$\frac{\sum A_l}{\mu} \cdot \sigma_s = \frac{T_u}{2 \Omega} \Rightarrow \sum A_T = \frac{T_u \cdot \mu}{\sigma_s \cdot 2 \Omega}$$

$\sum A_l$: section totale d'aciers longitudinaux à répartir sur le pourtour du contour d'aire Ω

μ : périmètre de l'air de la section efficace

$$\mu = [2(h - e) + (b - e)] = [2(40 - 5) + (30 - 5)] = 120\text{ cm}$$

$$\sum A_T = \frac{4,94 \times 10^6 \times 120}{2 \times 875 \times 348} = 0,97\text{ cm}^2$$

on adopte: $2T10 = 1,57\text{ cm}^2$

b.2) Les armatures transversales dues à la torsion:

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot \sigma_s = \frac{T_u}{2 \Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{\sigma_s \cdot 2 \Omega}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{4,94 \times 10^3}{348 \times 2 \times 87500} = 0,12\text{ cm}^2 / \text{cm}$$

III.3.8.5. Choix des armatures :**a) Justification et disposition des Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales calculées à la torsion doivent être ajoutées à celles calculées en flexion

a.1) Armature longitudinal:

- **En travée :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 3,39 + 1,57 = \mathbf{4,96\text{ cm}^2}$$

Donc : $A_l = 3T12 + 2T10$

- **Sur appui :**

$$A_l = A_{fle} + A_{tor} = 4,62 + 1,57 = \mathbf{6,19\text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_l = 3T14 + 2T10$

a.2) Armature transversal:

$$A_t = A_1 + A_2 = (1,35 + 0,12) = \mathbf{1,47\text{ cm}^2}$$

On adopte: $\mathbf{4T8 = 2,01\text{ cm}^2}$

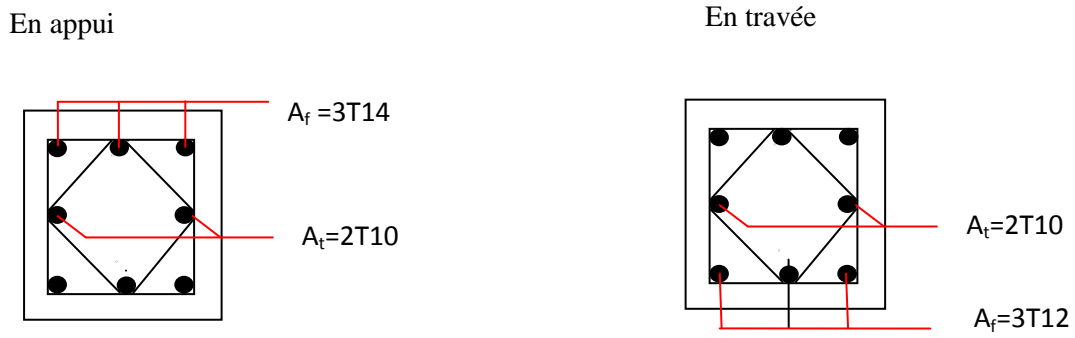


Figure III-31: Schéma de ferrailage de la poutre palière

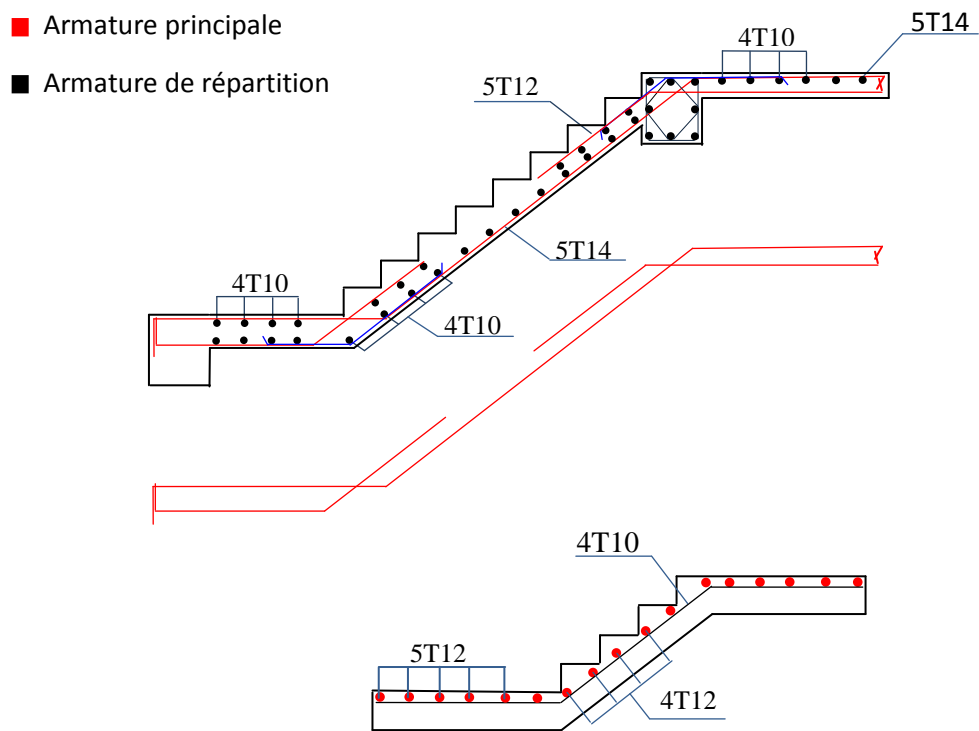


Figure III-31 : schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4. L'ascenseur :

III.4.1. Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité,

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 630 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine, La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine, Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires,

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment, Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant, l'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine, dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes,

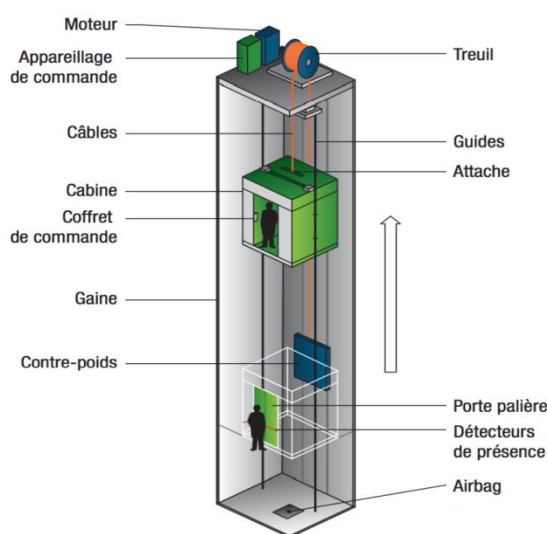


Figure III-32: Schéma d'un ascenseur.

III.4.2. Les dimensions :

Notre cage d'ascenseur contient deux cages comprises dans cette dernière les deux cages ont les mêmes dimensions donc le calcul sera fait sur une cage.

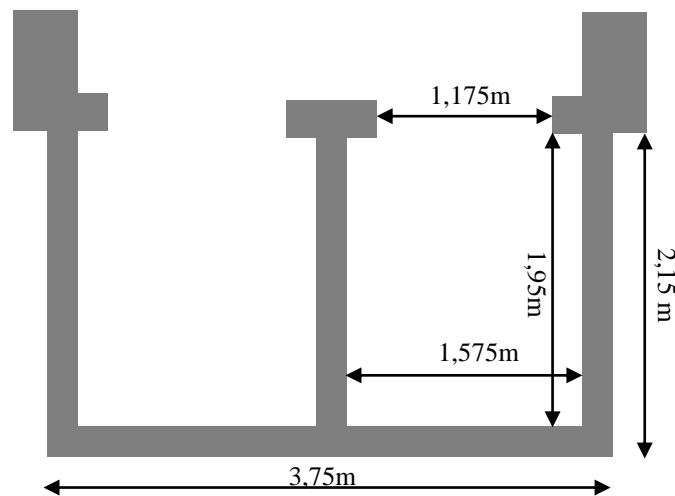


Figure III-33 : les dimensions de la cage d'ascenseur.

Largeur de la cabine : 1,40 m

Longueur de la cabine : 1,40 m

Hauteur de la cabine : 2,20 m

La largeur de passage libre : 1,175 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 30,3 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$

III.4.3. Epaisseur de la dalle :

On prend les dimensions d'une seule cage et on fait le calcul :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,575}{1,95} = 0,81$$

$\alpha > 0,40$ donc :

$$\alpha = \frac{l_x}{30} = \frac{1,575}{30} = 5,25 \text{ cm}$$

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, l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12 cm selon le RPA, donc telle que La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

III.4.4. Descente de charges :**III.4.4.1. Surcharge d'exploitation :**

$Q = 6,30 \text{ KN}$ (09 personnes)

III.4.4.2. Charges permanentes :

a) Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

a.1) Masse des côtés :

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 0,115 KN/m :

$$S = (1,4 + 2 \times 1,4) \times 2,2 = 9,24$$

$$M_1 = (1,1 \times 0,115) \times 9,24 = 1,17 \text{ KN}$$

a.2) Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de 0,7 KN/m² pour appareils de 3 à 6,3 KN de charge

$$S = 1,575 \times 1,95 = 3,1 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 0,7 \times 3,1 = 2,17 \text{ KN}$$

a.3) Masse du toit :

La masse du toit a raison de 0,2 KN/m² :

$$S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0,2 \times 1,96 = 0,4 \text{ KN}$$

a.4) Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 0,6 KN plus 0,6 KN/m de largeur de cabine de 3 KN à 6,3 KN de charge :

$$M_4 = 0,6 + (0,6 \times 1,575) = 1,545 \text{ KN}$$

a.5) Masse de La porte de la cabine :

Partie fixe de 0,8 KN plus 0,25 KN/m² de surface de porte

$$M_5 = 0,8 + (0,25 \times 0,8 \times 2) = 1,20 \text{ KN}$$

a.6) Masse du parachute :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 1 \text{ KN}$

a.7) Masse des accessoires :

$$M_7 = 0,8 \text{ KN}$$

a.8) Masse des poulies de mouflage :

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 2 \times 0,3 = 0,6 \text{ KN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$p_T = \sum 1,17 + 2,17 + 0,4 + 1,5 + 1,2 + 1 + 0,8 + 0,6 = 8,84 \text{ KN}$$

b) Masse du contre poids :

$$p_p = p_m + \frac{Q}{2} = 8,84 + \frac{6,3}{2} = 12 \text{ KN}$$

c) Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme NF 82-210 C s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} = 12,5 \text{ mm} \end{array} \right.$$

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M}$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

C_r: charge de rupture effective.

$$\Rightarrow C_r = C_s \cdot M = 13 \times (12 + 6,3)$$

$$C_r = 237,9 \text{ KN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} = \frac{237,9}{0,85} = 279,88 \text{ KN}$$

C_m égal aussi :

$$C_m = C_r(\text{cable}) \times n \times m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$d=12,5\text{mm} \Rightarrow C_r (\text{câble}) = 8152\text{daN}$ (voir tableau suivant) :

Tableau III-13: caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{279,88}{2 \times 81,52} = 1,71$$

On prend : $n = 2$ câbles.

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble

$d = 12.5\text{mm} \Rightarrow M_L = 0.515 \text{ daN/m}$ (voir tableau)

C : course du câble (hauteur de la course)

$$M_c = 0.515 \cdot 10^{-2} \times 2 \times 30.3 = 0,32 \text{ KN.}$$

d) Masse du treuil :

$$M_g = 12 \text{ KN}$$

Résumé de calcul :

$$\text{Poids mort} = 8,84 \text{ KN}$$

$$\text{Masse du câble} = 0,32 \text{ KN}$$

$$\text{Masse du contre poids} = 12 \text{ KN}$$

$$\text{Treuil en haut + moteur} = 12 \text{ KN}$$

$$G = 33,16 \text{ KN}$$

III.4.4.3. Combinaisons des charges :

a) Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35(33,16) + 1,5(6,3)$$

$$q_u = 54,216 \text{ KN}$$

b) Etat limite de service :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 33,16 + 6,3$$

$$q_{\text{ser}} = 39,46$$

III.4.5. Etude du plancher :

III.4.5.1. Charges concentrée :

a) Rectangle d'impact au niveau du « feuillet moyen »

La charge concentrée P étant appliquée à la surface du revêtement sur un rectangle $a_0 b_0$, on définit le rectangle d'impact au niveau du « feuillet moyen » de la façon suivante :

a_0 et a : dimensions parallèles à l_x

b_0 et b : dimensions parallèles à l_y

$$a = a_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_1$$

$$b = b_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_1$$

$\xi = 1$ pour revêtement en béton.

$\xi = 0,75$ pour revêtement moins résistant.

$$a = a_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_1 = 10 + 20 + 2 \times 1 \times 5$$

$$a = 30 \text{ cm.}$$

$$b = b_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_1 = 10 + 20 + 2 \times 1 \times 5$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

b) Evaluation des moments fléchissant :

b.1) Charge centrée :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire

$$M_{0x} = M_1 \cdot P \quad \text{sens } l_x$$

$$M_{0y} = M_2 \cdot P \quad \text{sens } l_y$$

Avec : P : charge totale sur le rectangle d'impact a b .

M_1 et M_2 sont tous deux donnés en fonction de : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}, \frac{a}{l_x}, \frac{b}{l_y}$.

$$\alpha = \frac{1,575}{1,95} = 0,81$$

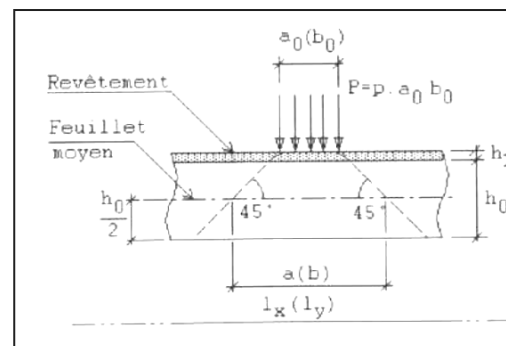


Figure III-34 : schéma explicatif sur le feuillet moyen.

$$M_1=0,194$$

$$M_2=0,174$$

$$M_{0x}= 0,194 \times 4,88=0,95\text{KN.m}$$

$$M_{0y}=0,174 \times 4,88= 0,85\text{KN.m}$$

b.2) Charge non centrée

On se ramène au cas b.1 précédent par addition et/ou soustraction de moments correspondant à des rectangles centrés supportant tous la même charge unitaire

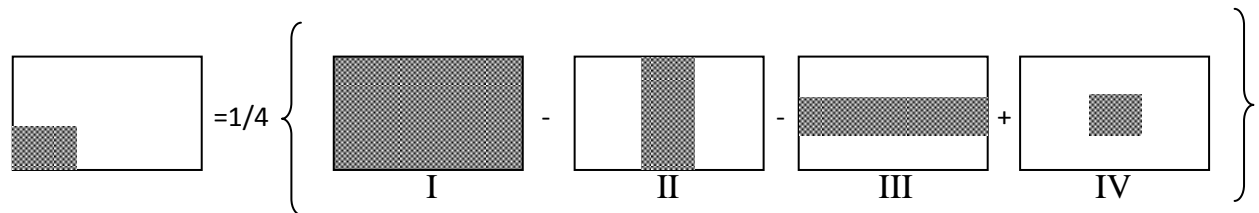


Figure III-35 : combinaisons de rectangles centrés de panneau.

Donc :

$$M_x = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_y = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec: le moment dans chaque sens et pour chaque surface est : $\begin{cases} M_x = M_1 \cdot p \text{ sens } l_x \\ M_y = M_2 \cdot p \text{ sens } l_y \end{cases}$

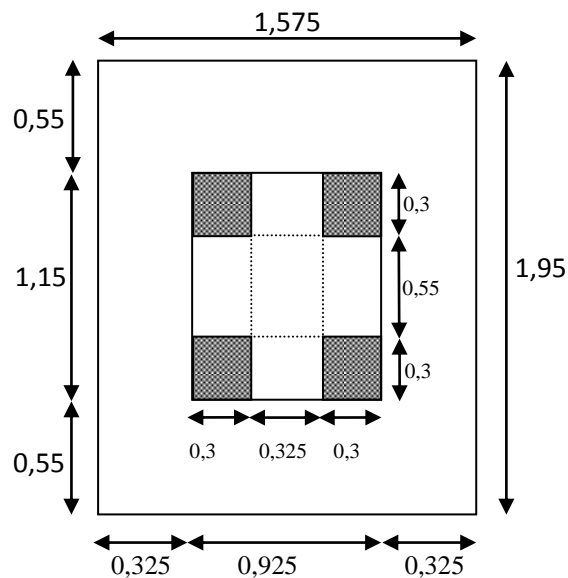


Figure III-36 : le rectangle centré.

ELU :

$$P = \frac{q_u}{a \times b} = \frac{54,216}{0,3 \times 0,3}$$

$$P = 602,4 \text{ KN}$$

Tableau III-14 : Les résultats des moments des rectangles à ELU.

Rectangle	$\frac{a}{l_x}$	$\frac{b}{l_y}$	M_1	M_2	S	P'	M_x	M_y
							(KN.m)	(KN.m)
I	0,59	0,59	0,105	0,071	1,064	640,95	67,30	45,51
II	0,21	0,59	0,148	0,083	0,374	225,30	33,34	18,70
III	0,59	0,28	0,123	0,109	0,509	306,62	37,71	33,42
IV	0,21	0,28	0,184	0,139	0,179	107,83	19,84	14,98

$$M_x = \frac{1}{4}(M_{XI} - M_{XII} - M_{XIII} + M_{XIV}) = 4,115 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{1}{4}(M_{YI} - M_{YII} - M_{YIII} + M_{YIV}) = 2,10 \text{ KN.m}$$

ELS:

Tableau III-15 : Les résultats des moments des rectangles à ELS.

Rectangle	$\frac{a}{l_x}$	$\frac{b}{l_y}$	M_1	M_2	S	P'	M_x	M_y
							(KN.m)	(KN.m)
I	0,59	0,59	0,105	0,071	1,064	466,50	48,98	33,12
II	0,21	0,59	0,148	0,083	0,374	163,98	24,27	13,61
III	0,59	0,28	0,123	0,109	0,509	223,17	27,45	24,32
IV	0,21	0,28	0,184	0,139	0,179	78,48	14,44	10,91

$$M_x = \frac{1}{4}(M_{XI} - M_{XII} - M_{XIII} + M_{XIV}) = 2,92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{1}{4}(M_{YI} - M_{YII} - M_{YIII} + M_{YIV}) = 1,52 \text{ KN.m}$$

III.4.5.2. Charges répartie :**a) Évaluation des charges :**

$$\text{Dalle machine : } (e_p = 20\text{cm}) \Rightarrow G = 0.20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

b) Combinaison fondamentale :**b.1) Etat limite ultime (E.L.U.)**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/m}^2.$$

b.2) Etat limite de service (E.L.S.):

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 5 + 1 = 6 \text{ KN/m}^2.$$

c) Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 & \text{sens } l_x \\ M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x} & \text{sens } l_y \end{cases}$$

c.1) Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,575}{1,95} = 0.81 \xrightarrow{\text{Annexe2}} \mu_x^u = 0,0550 \text{ et } \mu_y^u = 0,6135$$

$$M_{0x} = 0,0550 \cdot 8,25 \cdot (1,575)^2 = 1,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1,12 \cdot 0,6135 = 0,70 \text{ KN.m}$$

c.2) Etat limite de service (ELS) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,575}{1,95} = 0.81 \xrightarrow{\text{Annexe2}} \mu_x^u = 0,0617 \text{ et } \mu_y^u = 0,7246$$

$$M_{0x} = 0,0617 \cdot 6 \cdot 1,575^2 = 0,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,92 \cdot 0,7246 = 0,66 \text{ KN.m}$$

III.4.5.3. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

a) Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{xt}^u = (M_x^u + M_{x0}^u) = (4,15 + 1,12) \Rightarrow M_{xt}^u = 5,235 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt}^u = (M_{y0}^u + M_{y0}^u) = (2,1 + 0,7) \Rightarrow M_{yt}^u = 2,8 \text{ KN.m}$$

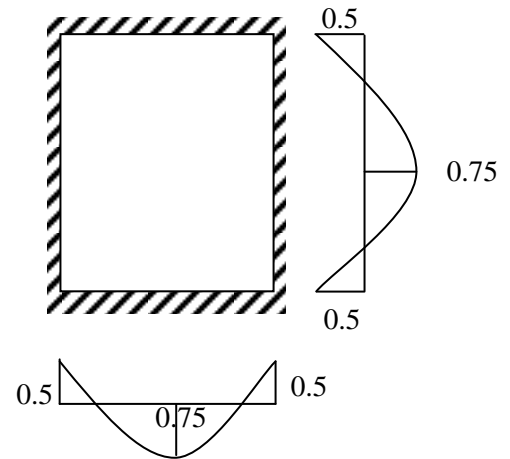
b) Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^{\text{ser}} = (M_{xc}^{\text{ser}} + M_x^{\text{ser}}) = (2,92 + 0,92) \Rightarrow M_{xt}^{\text{ser}} = 3,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt}^{\text{ser}} = (M_{yc}^{\text{ser}} + M_y^{\text{ser}}) = (1,52 + 0,66) \Rightarrow M_{yt}^{\text{ser}} = 2,18 \text{ KN.m}$$

c) Les moments retenus

- Moment max en travée : $M_t = 0,75 \times M$
- Moment max en appuis : $M_a = -0,5 \times M$



c.1) à ELU :

En travée

$$M_{tx} = 0,75 \times (5,235) = 3,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times (2,8) = 2,1 \text{ KN.m}$$

Sur appuis

$$M_{ax} = -0,5 \times (5,235) = -2,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times (2,8) = -1,4 \text{ KN.m}$$

c.2) à ELS :

En travée

$$M_{tx} = 0,75 \times (3,84) = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times (2,18) = 1,635 \text{ KN.m}$$

Sur appuis

$$M_{ax} = -0,5 \times (3,84) = -1,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times (2,18) = -1,09 \text{ KN.m}$$

III.4.5.4. Calcul du ferrailage de la dalle :

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

$$b = 100\text{cm} \quad h = 20\text{cm} \quad d = 20\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

a) En travée

a.1) Sens L_x :

$$M_{tx} = 3,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,93 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 18^2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,008)}}{2} = 0,996$$

$$A_1 = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3,93 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 18} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a.2) Sens L_y

$$M_{ty} = 3,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,1 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 18^2} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,004)}}{2} = 0,997$$

$$A_1 = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2,1 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 18} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Sur appuis

b.1) Sens L_x

$$M_{ax} = -2,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,62 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 18^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,005)}}{2} = 0,997$$

$$A_1 = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2,62 \times 10^3}{348 \times 0,997 \times 18} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b.1) Sens L_y

$$M_{ax} = -1,4 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,4 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 18^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,003)}}{2} = 0,998$$

$$A_1 = \frac{M_{ax}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1,4 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 18} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c) Sections minimales des armatures :**c.1) Sens L_y**

$$A_{y\min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{y\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{y\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

c.2) Sens L_x

$$A_{x\min} = A_{y\min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \cdot \left(\frac{3 - 82}{2} \right) = 1,744 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y\min} = 1,477 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{y\min} = 1,477 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y\min} = 1,477 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{y\min} = 1,477 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des armatures et espacement :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 20 \text{ mm}$$

d.1) En travée**Sens L_x**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,477 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} \leq \min(2h_0; 25 \text{ cm}) \\ S_{t_x} \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{on prend : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} \leq \min(2h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{t_x} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{on prend : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

d.2) Sur appuis**Sens L_x**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,477 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} \leq \min(2h_0; 25 \text{ cm}) \\ S_{t_x} \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{on prend : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} \leq \min(2h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{t_x} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{on prend : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

-La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur ;

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b_0 \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v : \text{sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u : \text{sens } L_y$$

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

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

On calcule V_x et V_y :

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

$$V_x = 8,28 \frac{1,575}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,81}{2}} = 4,62 \text{ KN}$$

$$V_y = 8,28 \frac{1,575}{3} = 4,33 \Rightarrow V_y < V_x$$

$$V_b = \frac{q_0}{2a + b} = \frac{13,554}{2 \times 0,3 + 0,3} = 15,06 \text{ KN}$$

$$V_a = \frac{q_0}{3a} = \frac{13,554}{3 \times 0,3} = 15,06 \text{ KN}$$

$$V_a = V_b \text{ parce que } a = b$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = 4,62 + 15,06 = 19,68 \text{ KN sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = 4,33 + 15,06 = 19,39 \text{ KN sens } L_y$$

$$\text{on prend : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x}; V_{u \text{ tot } y}) = 19,39$$

donc on à :

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{b_0 \times d} = \frac{19,68 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,109\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17\text{MPa}$condition vérifiée.
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.5.5. Vérification de poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge :

$$q_u = \frac{q_{\text{tot}}}{4} \Rightarrow q_u = \frac{54,216}{4} = 13,554\text{KN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

Si $q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$: les armatures transversales ne sont pas nécessaire

Avec :

q_u : charge ultime pour chaque appui;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : épaisseur de la dalle égal a 20cm;

a, b : représentent les cotes du rectangle ($a//L_x$ et $b//L_y$)

Sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Donc :

$$U_c = 2 \times [a+b]$$

$$U_c = 120 \text{ cm.}$$

$$q_u \leq 0,045 \times 1200 \times 200 \times \frac{25}{1,5}$$

$$13,554\text{KN} < 180\text{KN}$$

Conclusion : La dalle résiste au poinçonnement. Les armatures transversales de poinçonnement ne sont pas nécessaires

III.4.5.6. Vérification à l'E.L.S

On va faire un exemple de calcul en travée dans le sens L_x et les autres on les rigide dans un tableau :

Tableau III-16 : vérification des contraintes à ELS.

Position	Le sens	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2/ml)$	Contrainte de béton σ_b	Contrainte d'acier σ_{st}	Observation
Travée	Sens x	2,88	3,14	0,25	54,67	Vérifiée
	Sens y	1,635	3,14	0,14	31,04	Vérifiée
Appui	Sens x	-1,92	3,14	0,17	36,45	Vérifiée
	Sens y	-1,09	3,14	0,09	20,70	Vérifiée

a) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée BAEL91 (Art B.6.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_o} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Sens L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2}{1,575} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1270 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{0,2}{1,575} > \frac{2,88}{71,97} \Rightarrow 0,1270 > 0,04 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \\ \frac{3,14}{100 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0017 < 0,0105.0 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

Sens L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2}{1,95} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1026 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \\ \frac{0,2}{1,95} > \frac{1,92}{157,36} \Rightarrow 0,1026 > 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \\ \frac{3,14}{100 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0017 < 0,0105.0 \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

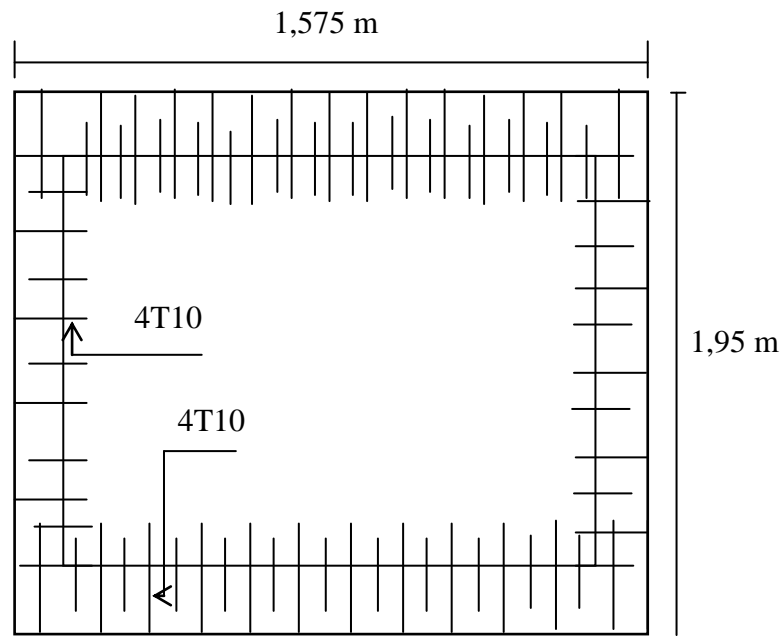


Figure III-38: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

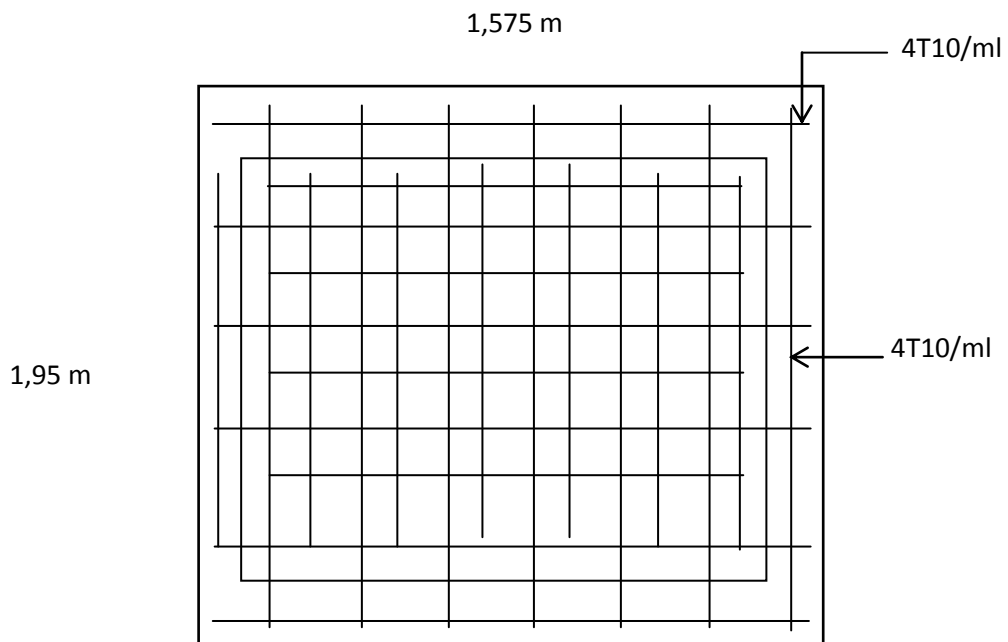


Figure III-38: Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

V. Étude sismique

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2. Définition :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

V.3. L'étude dynamique :

L'étude dynamique a pour objectif dans un premier temps les caractéristiques dynamiques propres tels que les périodes et les modes propres de vibration. Toutefois, les procédés analytiques qui nous permettent de déterminer la réponse globale en fonction du spectre (séisme) les périodes étant incomplètes par ce qu'elles sont dans l'incapacité de résoudre et d'analyser le comportement total de la structure et pour cela nous avons décidé de réaliser une étude au moyen des méthodes numériques très rapides et conséquentes à l'aide du logiciel ETABS 9.6.0 permettant une analyse en trois dimensions et propose les bienfaits suivants :

- précision et capacité de calcul (nombre très important d'inconnues).
- Analyse statique et dynamique des structures.
- Rapidité d'exécution.
- Possibilité de choisir plusieurs modèles avec gain de temps

V.4. Les méthodes de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente .
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - Méthode d'analyse modale spectrale.
 - Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V.4.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA 2003(régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

V.4.2. Méthode dynamique:**V.4.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode modale spectrale est sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par ce que cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans cette méthode, on recherche 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. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.4.2.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et critères de sécurité à satisfaire.

V.5. Choix de la méthode de calcul :

Selon le RPA 99/version 2003 (CHAPITRE IV § 4.1.2) la méthode statique équivalente à des conditions doit être vérifier pour utilisée cette méthode les condition sont :

a)le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et on élévation prescrite au chapitre III, paragraphe 3.5avec une hauteur au plus égale a 65m en zones I et II_a et à 30m en zones II_b et III.

b) le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant ,outre les conditions de hauteur énoncées en a), le condition complémentaire pour notre zone est :

Zone II_a :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inferieur ou égale à 7 niveaux ou 23m
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inferieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inferieur ou égale à 3 niveaux ou 10m

les deux conditions au dessus n'est pas vérifier ,pour le condition a) le bloc étudié ne satisfaisant pas les condition de régularité (voir CHAPITRE I§ 8) , et pour le deuxième condition notre bloc est classé en groupe d'usage 2 la hauteur dépasse 23m et on a R+8aven un sous sol donc la méthode statique équivalente n'est pas permise, donc on utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

V.6. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

V.6.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.6.2. Modélisation :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

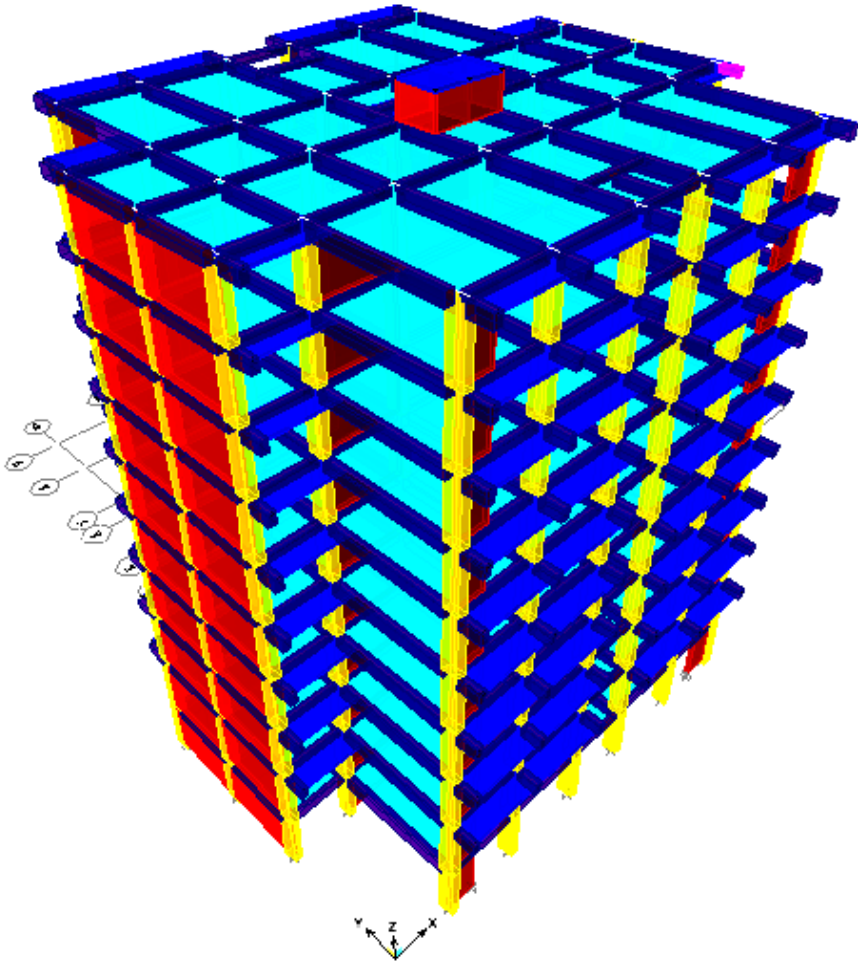


Figure V-1:Modèle en 3D.

V.6.3. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [RPA99/v2003 4.3.3]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

Avec :

- $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.et
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- ξ : pourcentage d'amortissement critique
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- R : Coefficient de comportement de la structure

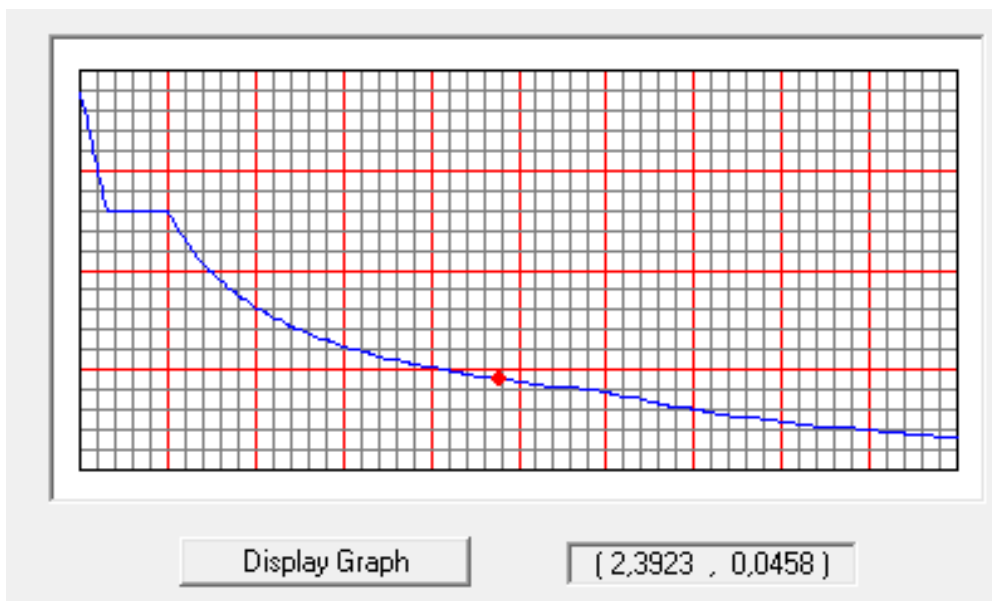


Figure V-2:fonction de spectre de réponse

V.7. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

a) **A** : est le coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2

$$\rightarrow A = 0,15$$

b) **D** : est le facteur d'amplification dynamique moyenne, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 10 \%$$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,76$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

On a deux formules :

Formule 1 : (RPA99/v2003 formule 4-6 page 31)

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$\rightarrow h_N = 32,5 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$\rightarrow C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 32,5^{3/4} = 0.680 \text{ sec}$$

Formule 2 : (RPA99/v2003 formule 4-7 page 31)

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Donc :

-Suivant X :

$$T_x = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 32,5}{\sqrt{28,85}} = 0,544 \text{ S}$$

-Suivant Y :

$$T_y = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 32,5}{\sqrt{24,6}} = 0,615 \text{ S}$$

On prend la valeur minimale entre les trois valeurs calculées :

$$T = \min(T; T_x; T_y) = 0,544 \text{ S}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol (RPA99/v2003 Tableau 4.7 page 34)

Pour un sol meuble (site 3) $\Rightarrow T_1=0,15 \text{ sec}$ et $T_2=0,5 \text{ sec}$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3 \text{ S} \rightarrow 0.5 \text{ S} \leq 0,544 \text{ S} \leq 3 \text{ S}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,544}\right)^2 = 1,80$$

c) **Q** : le facteur de qualité est déterminé par la formule suivante (RPA99/v2003 formule 4-4 page 29)

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 /version2003 P48)

Tableau V-1: Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,25$$

d) **R**: est le coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le RPA99/Version 2003(tableau 4.3page 28) en fonction du système de contreventement.

Portique contreventée par des voiles donc → R = 4

e) **W** : est le poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec: $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (RPA99/v2003 formule 4-5 page 30).

W_{Gi} : poids du aux charges permanantes fixes
 evantuels, solidaires de la structure
 W_{Qi} : charges d'exploitation
 β : coefficient de pondération , en fonction
 de la nature et de la durée de la charge
 d'exploitation et donnée par le
 (RPA99/v2003 tableau 4.5 page 30)

$$\beta = 0,20$$

Tableau V-2: poids de la structure.

Niveau	Poids permanente W_{Gi} (KN)	poids d'exploitation W_{Oi} (KN)	Poids totale de chaque niveau W_i (KN)
N9 (terrasse)	4482,664	664,65	4615,594
N8 (étage courant)	4085,639	1070,535	4299,746
N7(étage courant)	4085,639	1070,535	4299,746
N6(étage courant)	4085,639	1070,535	4299,746
N5(étage courant)	4146,639	1070,535	4360 ,746
N4(étage courant)	4208,039	1068,24	4421,687
N3(étage courant)	4208,039	1068,24	4421,687
N2(étage courant)	4276,439	1068,24	4490,087
N1(étage courant)	4389,839	1065,675	4602,974
RDC	4367,339	2580,45	4883,429
TOTAL			44695,442

Donc la force sismique totale après avoir tout les valeurs est :

$$V = \frac{0,15 \times 1,80 \times 1,25}{4} \times 44695,442 = 3771,178 \text{ KN}$$

V.8. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre maximal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment murs voiles en béton armé doit être disposés le plus possible loin de centre de masse par symétrie.

La meilleure disposition c'est elle qui vérifie les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que : période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

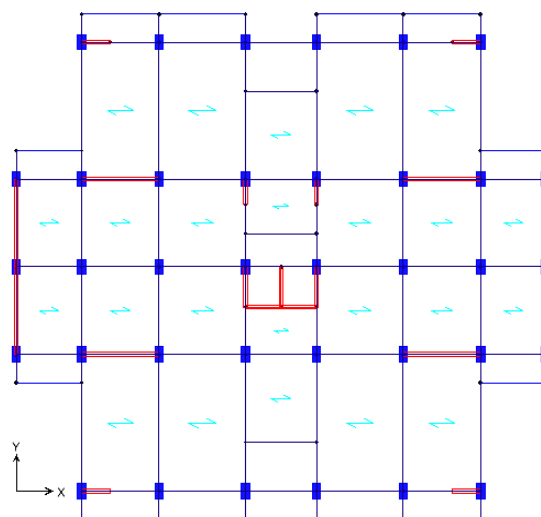


Figure V-3 Disposition des voiles.

Tableau V-3: facteur de participation massique

Facteur de participation massique (%)							
Mode	Période (S)	U _X	U _Y	U _Z	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,618055	64,8871	0,0005	0	64,8871	0,0005	0
2	0,553901	0,0005	65,9898	0	64,8876	65,9903	0
3	0,473409	0,063	0,0003	0	64,9507	65,9905	0
4	0,17436	16,5281	0,0002	0	81,4788	65,9908	0
5	0,134088	0,0001	18,9557	0	81,4789	84,9464	0
6	0,110071	0,0216	0	0	81,5006	84,9464	0
7	0,077595	6,0356	0,0002	0	87,5361	84,9466	0
8	0,062331	0,0002	5,8983	0	87,5363	90,8449	0
9	0,050671	0,005	0	0	87,5413	90,8449	0
10	0,046608	3,0373	0,0003	0	90,5786	90,8452	0
11	0,039774	0,0004	2,7169	0	90,579	93,562	0
12	0,033078	1,7749	0,0007	0	92,3539	93,5627	0

Le premier mode et le deuxième sont des translations selon (x-x) et (y-y).....CV

mode 1 :

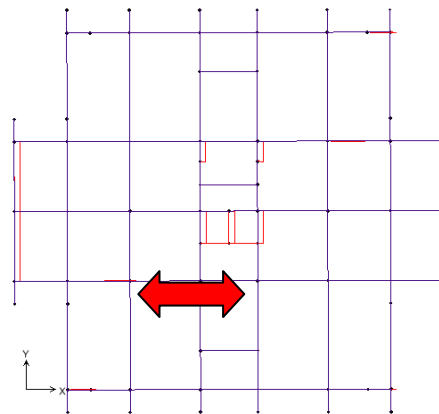


Figure V-4 :1^{ère} mode translation suivant x.

mode 2

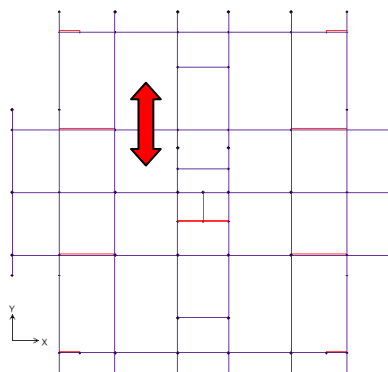


Figure V-5 :2^{ème} mode translation suivant y.

le troisième mode est une torsion.

mode 3 :

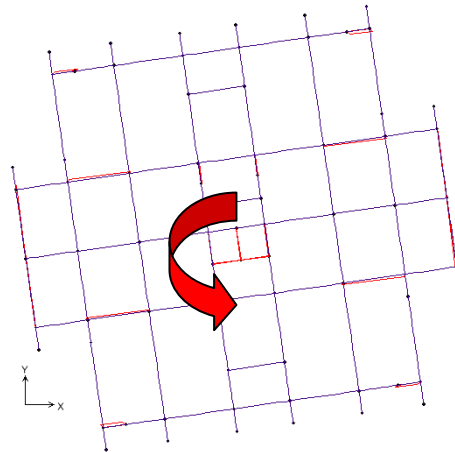


Figure V-6 : 3^{ème} mode rotation.

V.9. Vérification des résultats vis-à-vis de l’RPA99-2003 :

V.9.1. Vérification de la période :

La période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} (**RPA99/v2003 article 4.2.4§4 page 32**):

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta} \begin{cases} T_{dyn}: \text{valeur de periode obtenue par modélisation} \\ T_{sta}: \text{valeur de période obtenue par les formule de RPA} \end{cases}$$

$$T_{dyn}=0,618 \text{ S} < 1,3 T_{sta}=1,3 (0,544)$$

$$0,618 \text{ S} < 0,707\text{S} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.9.2. . Facteurs de participation massique:

a) Sens transversal :

$$\Sigma\alpha_y = 93,56 \% > 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Sens longitudinal :

$$\Sigma\alpha_x = 92,35 \% > 90 \% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.9.3. La résultante des forces sismiques à la base V_t :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente (**RPA99/v2003 article 4.3.6. page 36**):

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$V_{dx}=4753,58 \text{ KN} > 0,8 V_{st}=0,8(3771,178)=3016,94 \text{ KN}$condition vérifiée.

$V_{dy} > 80\% V_{st}$

$V_{dy}=5726,63 \text{ KN} > 0,8 V_{st}=0,8(3771,178)=3016,94 \text{ KN}$condition vérifiée.

V.9.4. Effet de torsion accidentelle :

Dans l’analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l’action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

L’excentricité:

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |X_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Le RPA limité l’excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e = \max(e_{\text{théorique}}; e_{\text{RPA}}) = 5\% [L_{\text{max}} = 28,9] = 1,445 \Rightarrow \begin{cases} e_x = 1,445\text{m} \\ e_y = 1,445\text{m} \end{cases}$$

Tableau V-4: résultats de vérification de l’excentricité.

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité		
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	sens X(m)	Sens Y(m)	
10	14,200	11,787	14,196	11,804	0,004	0,017	Vérifiée
9	14,202	11,79	14,2	11,562	0,002	0,228	Vérifiée
8	14,201	11,786	14,202	11,463	0,001	0,323	Vérifiée
7	14,2	11,783	14,2	11,426	0,000	0,357	Vérifiée
6	14,2	11,783	14,198	11,417	0,002	0,366	Vérifiée
5	14,2	11,781	14,196	11,421	0,004	0,360	Vérifiée
4	14,2	11,78	14,194	11,43	0,006	0,36	Vérifiée
3	14,2	11,78	14,192	11,438	0,008	0,342	Vérifiée
2	14,198	11,765	14,189	11,443	0,009	0,322	Vérifiée
1	14,201	11,907	14,188	11,442	0,013	0,465	Vérifiée
RDC	14,2	10,7	14,194	11,18	0,006	0,48	Vérifiée

V.9.5. Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales, $M_s=W.L/2$

M_r : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

W : Poids du bâtiment

a) Sens longitudinal XX :

$$M_s=W.L_x/2$$

$$M_s=70025,412 \times (28,85/2)$$

$$M_s=1,01.10^6 \text{ KN.m}$$

$$M_r=148870,705 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_s / M_r = 6,78 > 1,5$ condition vérifiée.

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens x

b) Sens transversal YY :

$$M_s=W.L_y/2$$

$$M_s=70025,412 \times (24,6/2)$$

$$M_s=8,61.10^5 \text{ KN.m}$$

$$M_r=122856,172 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_s / M_r = 7,01 > 1,5$ condition vérifiée.

La stabilité au renversement est alors vérifiée dans les deux sens.

V.9.6. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure ; R = 4

Tableau V-5 : les déplacements latéraux inter-étage.

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
terrasse	0,0186	0,0136
8	0,0163	0,0119
7	0,0140	0,0102
6	0,0116	0,0084
5	0,0092	0,0067
4	0,0069	0,0050
3	0,0047	0,0035
2	0,0027	0,0021
1	0,0012	0,0010
RDC	0.0001	0.0002

Tableau V-6 : justification vis-à-vis déformation.

NIVEAU	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
terrasse	0,0023	0,0017	0,0092	0,0068	0,032	Vérifiée
8	0,0023	0,0017	0,0092	0,0068	0,032	Vérifiée
7	0,0024	0,0018	0,0096	0,0072	0,032	Vérifiée
6	0,0024	0,0017	0,0096	0,0068	0,032	Vérifiée
5	0,0023	0,0017	0,0092	0,0068	0,032	Vérifiée
4	0,0022	0,0015	0,0088	0,006	0,032	Vérifiée
3	0,0020	0,0014	0,0080	0,0056	0,032	Vérifiée
2	0,0015	0,0011	0,006	0,0044	0,032	Vérifiée
1	0,0011	0,0008	0,0044	0,0032	0,032	Vérifiée
RDC	0.0001	0,0002	0,0004	0,0008	0,036	Vérifiée

V.9.7. Justification vis à vis de L'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" obtenue par programme ETABS.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

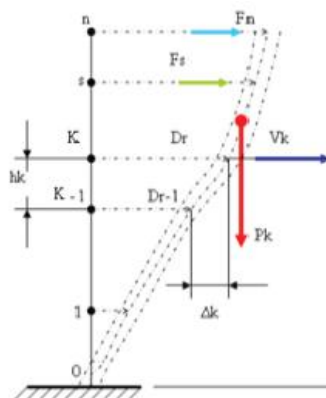


Figure V-7: L'effet P-Delta.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

a) Sens X :

Tableau V-7: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x)

NIVEAU	W _I (KN)	P _K	Δ _K	V _K	h _K (m)	θ
9	6908.12548	6990.2028	0,0092	1214,62	32,5	0.0016
8	6642.93862	14010.9746	0,0092	2020,50	29,27	0,0021
7	7222.74101	21032.5253	0,0096	2674,88	26,04	0,0028
6	7021.55066	28054.076	0,0096	3213,63	22,81	0,0036
5	7021.55066	35075.6267	0,0092	3667,63	19,58	0,0045
4	7021.55066	42097.1774	0,0088	4043,36	16,35	0,0055
3	7021.55066	49118.7281	0,0080	4345,95	13,12	0,0068
2	7021.55066	56341.4691	0,006	4572,31	9,89	0,0074
1	7020.77175	62984.4077	0,0044	4724,40	6,66	0,0088
RDC	6990.20281	69892.5332	0,0004	4758,58	3,06	0,0020

b) Sens-Y :

Tableau V-8: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens y)

NIVEAU	W _I (KN)	P _K	Δ _K	V _K	h _K (m)	θ
9	6908.12548	6990.2028	0,0068	1395,99	32,5	0,0006
8	6642.93862	14010.9746	0,0068	2388,67	29,27	0,0008
7	7222.74101	21032.5253	0,0072	3185,09	26,04	0,0010
6	7021.55066	28054.076	0,0068	3842,70	22,81	0,0013
5	7021.55066	35075.6267	0,0068	4386,45	19,58	0,0017
4	7021.55066	42097.1774	0,006	4843,77	16,35	0,002
3	7021.55066	49118.7281	0,0056	5201,19	13,12	0,0025
2	7021.55066	56341.4691	0,0044	5476,38	9,89	0,0029
1	7020.77175	62984.4077	0,0032	5670,41	6,66	0,003
RDC	6990.20281	69892.5332	0,0008	5726,66	3,06	0,002

Donc dans les deux sens $\theta < 0.101$ les effets du 2^o ordre (p-Δ) est négligés.

V.9.8. Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme La formule utilisée est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,3 \quad \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

Ou

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

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

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau V-9 : résultats de vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N_d (KN)	B (Cm ²)	ν	Remarque
8	245,99	3600	0,02	Vérifie
7	490,48	3600	0,05	Vérifie
6	743,81	3600	0,08	Vérifie
5	1006,32	3600	0,11	Vérifie
4	1278,81	3600	0,14	Vérifie
3	1558,55	3600	0,17	Vérifie
2	1846,30	3600	0,2	Vérifie
1	2139,22	3600	0,24	Vérifie
RDC	2285,32	3600	0,25	Vérifie
s-sol	2436,14	3600	0,27	Vérifie

V.10. Conclusion :

L'étude sismique nous permettent de vérifier les conditions exigé dans RPA à l'aide d'un modèle qui nous donne des résultats approximatif et approchés de celle réel, et même de justifier les sections adoptées dans les étapes précédant telle que le pré dimensionnement des éléments structuraux(poutre, poteau et voiles).

IV. Etude de plancher

IV.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destiné essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps-creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-creux, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- A dalle plane en béton armé.

IV.2. Plancher à corps creux :

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

- Poutrelle
- Dalle de compression.

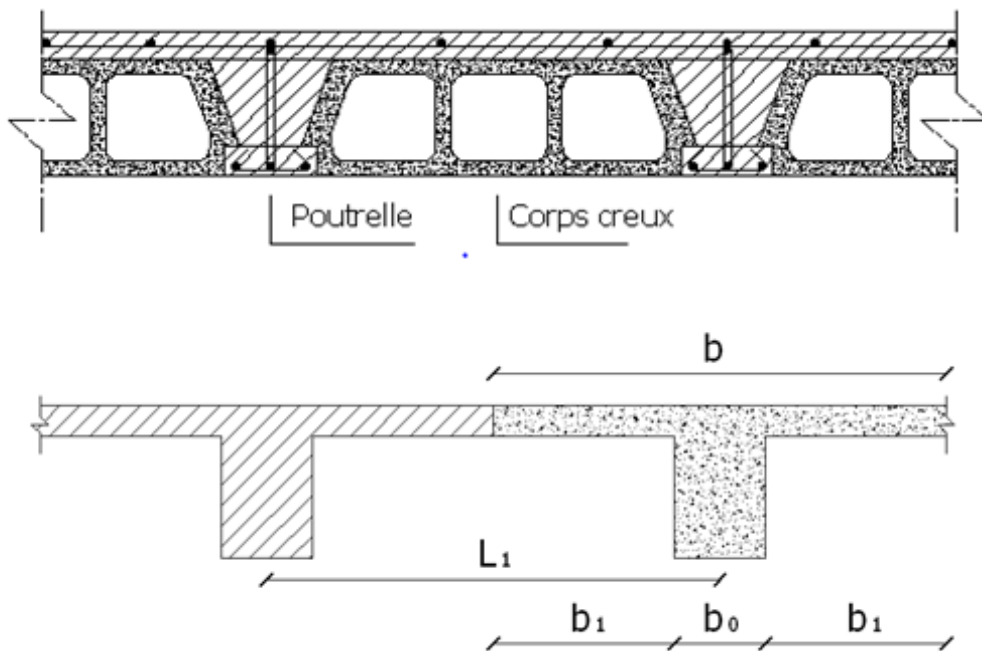


Figure IV-1:Plancher à corps creux

IV.2.1. Poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

IV.2.2. dalle de compression :

Une dalle de compression est une couche de béton de plus de 4cm que l'on coule pour faire un plancher, la dalle de compression est toujours armée, c'est-à-dire qu'on pose un treillis soudé (barres de fer) dans l'épaisseur pour la rendre encore plus résistante.

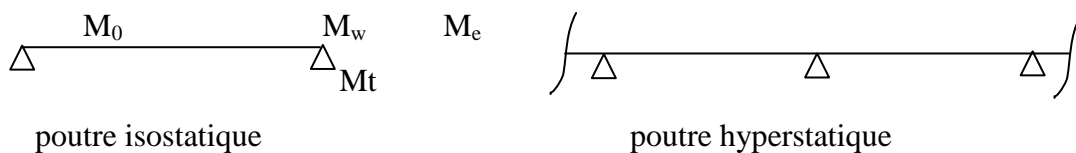
IV.3. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes. si l'un de ces conditions n'est pas vérifié il y a un autre méthode qui s'appelle "méthde de caquot».

IV.3.1. Méthode Forfaitaire :

IV.3.1.1. Principe de la méthode forfaitaire :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Le BAEL 91 (Art .B.6.210) propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée ($Q < \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 L_i / (L_i + 1) \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I = \text{constant}$).
- Fissuration peu préjudiciable.

IV.3.1.2. Valeurs des moments :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit α coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

IV.3.1.3. En travées :

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

a. En travées Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier

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

$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0,3\alpha, M_0)/2 & \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha, M_0)/2 & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;

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

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

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

a) sur appuis :

a.1) Moment sur appui intermédiaire :

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

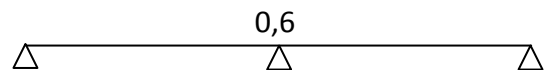
0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

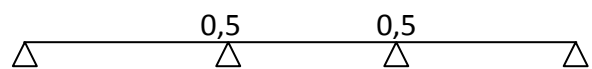
M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

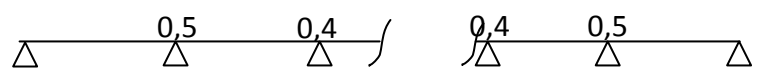
- Cas de deux travées



- Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées :



a.2) Moment sur appui de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(0.20 \times M_0)$.

IV.3.1.4. Evaluation des efforts tranchants :

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

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

a) a droite de travée :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad T_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$$

b) a gauche de travée :

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \quad T_e = -2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

IV.3.2. Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé

$$(Q > \min (2G; 5\text{KN/m}^2))$$

-Principe de la méthode Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.

- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

IV.3.2.1. Évaluation des moments :

a) Moment sur appuis (M_A) :

Pour une charge répartie

$$M_q = \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

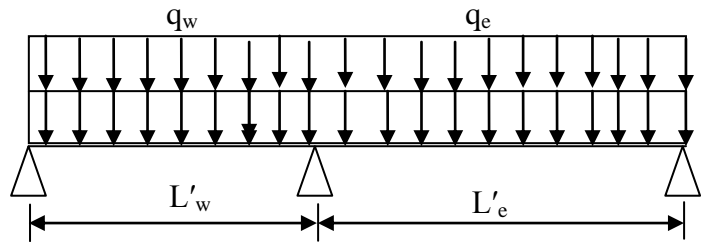


Figure IV-2: Schéma d'une poutre continue.

$q_{w,e}$: la valeur de la charge réduit à droite et à gauche d'appui.
 l' : la longueur reduite de chaque travée
 $l=l'$ pour les travée de rive .
 $l'=0,8l$ pour les travée intermédiaire .

b) effort tranchant :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \\ V_e = V_w + q \times l \end{cases}$$

c) Moment en travée :

le moment est maximal au point d'effort tranchant est nul on nomme X_0 l'abscisse à partir de l'appui gauche (w).

dans notre projet les travée ne comporte pas de force concentré , on a uniquement des charges répartés constantes (q) ,il est évident que :

$$X_0 = \frac{-V_w}{q}$$

le moment en travée vaut :

$$M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{q \times X_0^2}{2}$$

IV.4. calcul de Plancher étages courant :

IV.4.1. calcul des efforts internes M,V:

IV.4.1.1. les types des poutrelles :

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

Tableau IV-1 :les schéma statique des poutrelle de l'étage courant.

Type	Schéma statique
Type01	<p>Diagram showing a beam with three supports labeled B, C, and D. The span between B and C is 4,15 and between C and D is 4,65.</p>
Type02	<p>Diagram showing a beam with seven supports labeled B, C, D, E, F, and G. The spans are: B-C: 4,15; C-D: 4,65; D-E: 3,80; E-F: 4,65; F-G: 4,15.</p>
Type03	<p>Diagram showing a beam with four supports labeled A, B, C, and D. The span between A and B is 3,50 and between B and C is 4,15 and between C and D is 4,65.</p>
Type04	<p>Diagram showing a beam with eight supports labeled A, B, C, D, E, F, G, and H. The spans are: A-B: 3,50; B-C: 4,15; C-D: 4,65; D-E: 3,80; E-F: 4,65; F-G: 4,15; G-H: 3,50.</p>

IV.4.1.2. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,20 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,08 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{cte}$)..... Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau IV-2 :le rapport entre les travée successives.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Longueur	3,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50
Rapport	0,84	0,89	1,22	0,81	1,12	1,18	

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

IV.4.1.3. sollicitations et combainisons des charges :

D’où : $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(5,10) + 1,5(1,5) = 9,135 \text{ KN/ml}$

$q_s = G + Q = 5,10 + 1,5 = 6,6 \text{ KN/ml}$

$\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (5,04 + 1,50) = 0,23$

$(1 + 0,3\alpha, = 1,07 > 1,05$, donc : on doit tenir compte de 1,07

$(1,2 + 0,3\alpha, = 0,63$ (travée de rive)

$(1 + 0,3\alpha, = 0,53$ (travée intermédiaire)

$P_u = 9,135 \times 0,65 = 5,94 \text{ KN/ml}$

$P_s = 6,6 \times 0,65 = 4,30 \text{ KN/ml}$

IV.4.1.4. Exemple de Calcul des efforts internes type 01 :

a) les moments (M) :

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

travée BC :

ELU :

$$M_0 = \frac{5,94 \times 4,15^2}{8} = 12,78 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_0 = \frac{4,30 \times 4,15^2}{8} = 9,26 \text{ KN.m}$$

travée CD :

ELU :

$$M_0 = \frac{5,94 \times 4,65^2}{8} = 16,05 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_0 = \frac{4,30 \times 4,65^2}{8} = 11,62 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

- Appuis de rive :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,2 M_0$

ELU :

$$M_B = M_D = -0,2 \times \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0,2 \times \max (12,78 ; 16,05) = 3,21 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$M_B = M_D = -0,2 \times \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0,2 \times \max (9,26 ; 11,62) = 2,38 \text{ KN/ml}$$

- Appuis intermédiaires

ELU :

$$M_C = -0,6 \times \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0,6 \times \max (12,78 ; 16,05) = - 9,63 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$M_C = -0,6 \times \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0,6 \times \max (9,26 ; 11,62) = - 6,97 \text{ KN/ml}$$

Moments en travées :

- moment en travée pour condition 1

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

travée BC :

ELU :

$$M_t \geq \max [1,05 \times 12,78 ; (1 + 0,3(0,227))12,78] - \frac{3,21 + 9,63}{2}$$

$$M_t = 7,27 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_t \geq \max [1,05 \times 9,26 ; (1 + 0,3(0,227))9,26] - \frac{2,32 + 6,97}{2}$$

$$M_t = 5,87 \text{ KN.m}$$

travée CD :

ELU :

$$M_t \geq \max [1,05 \times 16,05 ; (1 + 0,3(0,227))16,05] - \frac{9,63 + 3,21}{2}$$

$$M_t = 10,72 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_t \geq \max [1,05 \times 11,62 ; (1 + 0,3(0,227))11,62] - \frac{6,97 + 0}{2}$$

$$M_t = 7,77 \text{ KN.m}$$

- moment en travée pour condition 2 :

travée de rive :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

travée BC :

ELU :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,227)) \frac{12,78}{2}$$

$$M_{tr} = 8,10 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,227)) \frac{9,26}{2}$$

$$M_{tr} = 5,87 \text{ KN.m}$$

travée CD :

ELU :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,227)) \frac{16,05}{2}$$

$$M_{tr} = 10,18 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{tr} \geq (1,2 + 0,3(0,227)) \frac{11,62}{2}$$

$$M_{tr} = 7,37 \text{ KN.m}$$

travée intermédiaires :

$$M_{ti} \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

ce type contient juste deux travée donc il y a aucune travée intermédiaire.

moment de travée finale :

$$M_t = \max (M_{tc1} ; M_{tr} ; M_{ti})$$

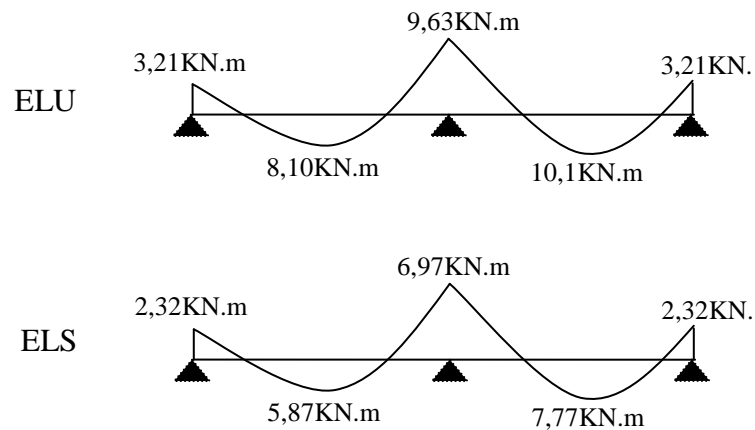


Figure IV-3:le digramme de moment de poutrelle type 1 à ELU et à ELS.

b) effort tranchant V :

ELU :

travée BC :

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}}$$

$$a = 4,15 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9,63 + 8,10}{3,21 + 8,10}}} = 1,84 \text{ m}$$

$$b = L - a$$

$$b = 4,15 - 1,84 = 2,31 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$T_w = -2 \frac{3,21 + 8,10}{1,84} = -12,29 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

$$T_e = 2 \frac{9,63 + 8,10}{2,31} = 15,35 \text{ KN}$$

travée CD :

$$a = 4,65 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,21 + 10,72}{9,63 + 10,72}}} = 2,54 \text{ m}$$

$$b = 4,65 - 2,54 = 2,11 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{9,63 + 10,72}{2,54} = -16,02 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{3,21 + 10,72}{2,11} = 13,20 \text{ KN}$$

ELS :

travée BC :

soit a ELU ou ELS les distances a et b reste les même :

$$a = 1,84 \text{ m}$$

$$b = 2,31 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{2,32 + 5,87}{1,84} = -8,90 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{6,97 + 5,87}{2,31} = 11,17 \text{ KN}$$

travée CD :

$$a = 2,54 \text{ m}$$

$$b = 2,11 \text{ m}$$

$$T_w = -2 \frac{6,97 + 7,37}{2,54} = -11,60 \text{ KN}$$

$$T_e = 2 \frac{3,21 + 7,37}{2,11} = 9,61 \text{ KN}$$

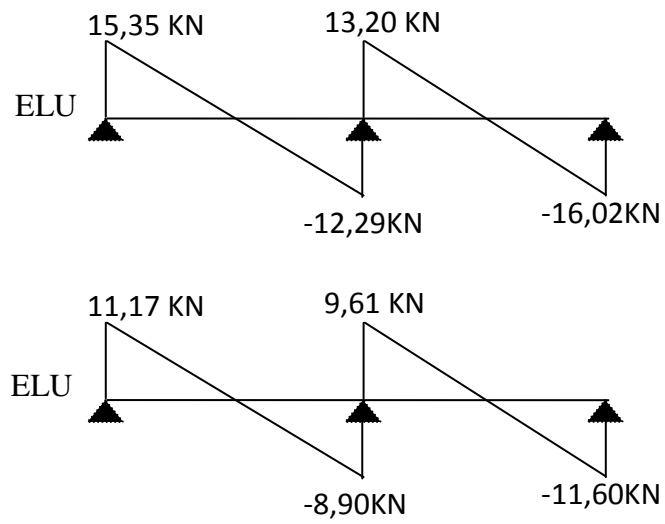


Figure IV-4:le diagramme de l'effort tranchant de poutrelle type 1 de l'étage courant.

les tableau suivant résume le calcul et donne les résultats de chaque type a ELU et a ELS:

type1 :

ELU :

Tableau IV-3 :les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU

Travée		BC	CD
L(m)		4,15	4,65
M ₀ (KN. m)		12,78	16,05
Appui		B	C D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6 0,2
M _A (KN. m)		3,21	9,63 3,21
M _i (KN . m) (condition 1)		7,27	10,72
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		8,10	10,18
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	/
M _i (KN . m)		8,10	10,72
Effort tranchant	a	1,84	2,54
	b	2,31	2,11
	A droite V _w	-12,29	-16,02
	A gauche V _e	15,35	13,20

ELS :

Tableau IV-4:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS

Travée		BC	CD
L(m)		4,15	4,65
M ₀ (KN. m)		9,26	11,62
Appui		B	C D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6 0,2
M _A (KN. m)		2,32	6,97 2,32
M _i (KN . m) (condition 1)		5,24	7,77
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		5,87	7,37
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	/
M _i (KN . m)		5,87	7,77
Effort tranchant	a	1,84	2,54
	b	2,31	2,11
	A droite V _w	-8,90	-11,60
	A gauche V _e	11,17	9,61

type 2 :

ELU :

Tableau IV-5:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU

Travée		BC	CD	DE	EF	FG	
L(m)		4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	
M ₀ (KN. m)		12,78	16,05	10,72	16,05	12,78	
Appui		B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)		2,55	8,02	6,42	6,42	8,02	2,55
M _t (KN . m) (condition 1)		8,36	9,92	5,03	9,92	8,36	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		8,10	/	/	/	8,10	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	8,57	5,72	8,57	/	
M _t (KN . m)		8,36	9,92	5,72	9,92	8,36	
Effort tranchant	a(m)	1,86	2,38	1,9	2,27	2,29	
	b(m)	2,29	2,27	1,9	2,38	1,86	
	A droite V _w	-11,73	-15,08	-12,79	-14,40	-14,37	
	A gauche V _e	14,31	14,40	12,79	15,08	11,67	

ELS :

Tableau IV-6:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS

Travée		BC	CD	DE	EF	FG	
L(m)		4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	
M ₀ (KN. m)		9,26	11,62	7,76	11,62	9,26	
Appui		B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)		1,85	5,81	4,65	4,65	5,81	1,85
M _t (KN . m) (condition 1)		6,06	7,18	3,64	7,18	6,06	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		6,10	/	/	/	6,10	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	6,20	4,14	6,20	/	
M _t (KN . m)		6,10	7,18	4,14	7,18	6,10	
Effort tranchant	a(m)	1,86	2,38	1,9	2,27	2,29	
	b(m)	2,29	2,27	1,9	2,38	1,86	
	A droite V _w	-8,50	-10,92	-9,25	-10,42	-10,45	
	A gauche V _e	10,45	10,42	9,25	10,92	8,50	

type 3 :
ELU :

Tableau IV-7:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELU

Travée		AB	BC	CD	
L(m)		3,50	4,15	4,65	
M ₀ (KN. m)		9,10	12,78	16,05	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
M _A (KN. m)		3,21	6,39	8,02	3,21
M _t (KN . m) (condition 1)		4,92	6,44	11,52	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		5,77	/	10,17	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	6,82	/	
M _t (KN . m)		5,77	6,82	11,52	
Effort tranchant	a(m)	1,62	2,01	2,49	
	b(m)	1,88	2,14	2,16	
	A droite V _w	-11,09	-13,14	-15,69	
	A gauche V _e	12,94	13,87	13,64	

ELS :

Tableau IV-8:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELS

		AB	BC	CD	
L(m)		3,50	4,15	4,65	
M ₀ (KN. m)		6,6	9,26	11,62	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
M _A (KN. m)		2,32	4,63	5,81	2,32
M _t (KN . m) (condition 1)		3,57	4,67	8,24	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		4,18	/	7,36	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	4,94	/	
M _t (KN . m)		4,18	4,94	8,24	
Effort tranchant	a(m)	1,62	2,01	2,49	
	b(m)	1,88	2,14	2,16	
	A droite V _w	-8,02	-9,52	-11,29	
	A gauche V _e	9,37	10,05	9,78	

type 4 :

ELU :

Tableau IV-9:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELU

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)		3,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50	
M ₀ (KN. m)		9,10	12,78	16,05	10,72	16,05	12,78	9,10	
Appui		A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)		1,82	6,39	6,42	6,42	6,42	6,42	9,39	1,82
M _i (KN . m) (condition 1)		5,63	7,27	10,75	5,05	10,75	7,27	5,63	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		5,76	/	/	/	/	/	5,76	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	6,82	8,57	5,72	8,57	6,82	/	
M _i (KN . m)		5,76	7,27	10,75	5,72	10,75	7,27	5,76	
Effort tranchant	a(m)	1,54	2,07	2,325	1,9	2,325	1,97	2,05	
	b(m)	1,96	2,08	2,325	1,9	2,325	2,18	1,45	
	A droite V _w	-9,84	-13,20	-14,7	-12,78	-14,7	-13,90	-14,78	
	A gauche V _e	12,40	13,16	14,77	12,78	14,77	15,28	10,46	

ELS :

Tableau IV-10:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)		3,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50	
M ₀ (KN. m)		6,6	9,26	11,62	7,76	11,62	9,26	6,6	
Appui		A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)		1,32	4,63	4,65	4,65	4,65	4,65	4,63	1,32
M _i (KN . m) (condition 1)		4,07	5,25	7,77	3,65	7,77	5,25	4,07	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		4,18	/	/	/	/	/	4,18	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	4,94	6,20	4,14	6,20	4,94	/	
M _i (KN . m)		4,18	5,25	7,77	4,14	7,77	5,25	4,18	
Effort tranchant	a(m)	1,54	2,07	2,325	1,9	2,325	1,97	2,05	
	b(m)	1,96	2,08	2,325	1,9	2,325	2,18	1,45	
	A droite V _w	-7,14	-9,06	-10,6	-9,25	-10,6	-10,05	-8,60	
	A gauche V _e	8,99	10,05	10,68	9,25	10,68	9,06	7,59	

IV.4.2. ferrailage de poutrelle en étage courant

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

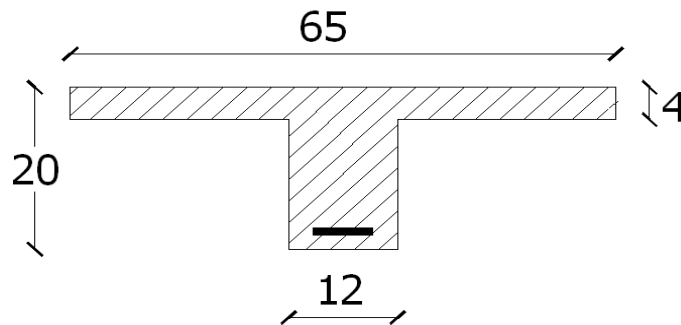


Figure IV-5 : les dimension de poutrelle.

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

$\left\{ \begin{array}{l} \text{aELU :} \\ M_{0\text{max}} = 16,05 \text{ KN.m} \\ M_{t \text{ max}} = 11,52 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\text{max}} = 3,21 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\text{max}} = 9,63 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 16,02 \text{ KN} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{aELS :} \\ M_{0\text{max}} = 11,62 \text{ KN.m} \\ M_{t \text{ max}} = 8,24 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\text{max}} = 2,32 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\text{max}} = 6,97 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 11,60 \text{ KN} \end{array} \right.$
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

IV.4.2.1. Ferrailage en travée :

Le ferrailage se fait pour une section en Té en flexion simple avec les sollicitations maximales à ELU.

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{t \text{ ab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{t \text{ ab}} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \cdot 10^3 (0,18 - 0,02) = 58,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 11,52 \text{ KN.m} < M_{t \text{ b}} = 58,90 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

b) Calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{11,52 \times 10^3}{14,16 \times (18)^2 \times 65} = 0,038 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,038)}}{2} = 0,980$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{11,52 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 1,87 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,87) = 1,87 \text{ cm}^2.$$

on adopte : $A_S = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

IV.4.2.2. Ferrailage Sur appuis :**a) Appuis intermédiaire :**

$$M_a^u_{\max(\text{inter})} = 9,63 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

a.1) Calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{9,63 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,175 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,175)}}{2} = 0,903$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{9,63 \times 10^3}{0,903 \times 18 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

a.2) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,70) = 1,70 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_S = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

b) Appuis de rive :

b.1) Calcul de la section d'armature :

$$M_a^u \text{ max(riv)} = 3,21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{riv})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,21 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,058 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,058)}}{2} = 0,970$$

$$A_{s \text{ a(riv)}} = \frac{M_{a(\text{riv})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{3,21 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

b.2) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ dopatif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,53) = 0,53 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_s = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$

IV.4.2.3. Section et écartement des armatures transversales A_t :**a) Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend: } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

b) L'espace des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage et les fissuration n'est pas très préjudiciable})$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot (2,1) \cdot (1) = 0,63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,74 - 0,63 = 0,11 \text{ Mpa} < 0,32 \text{ Mpa}$$

$$\text{On prend: } \tau_t = 0,32 \text{ Mpa}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\right) \text{ Avec } f_e E 235$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,941; 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\right) = 16,2 \text{ cm}$$

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

c) vérification des armatures transversales Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot s \cdot b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t\min} = 0,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV.4.3. Les vérifications :

IV.4.3.1. L'influence de l'effort tranchant :

a) risque de cisaillement :

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16,02 \times 10^3}{12 \times 18} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification des armatures longitudinales :

b.1) Appuis de rives :

$$A_L = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \text{ avec : } A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$$A_L = \frac{16,02 \cdot 10^3 \times 1,15}{400} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3T12 + 1T10 = 3,39 + 0,79 = 4,18 \text{ cm}^2$$

$$4,18 \text{ cm}^2 > 0,46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b.2) Appuis intermédiaires

$$F_c = \frac{M_u}{0,9 \times d} = \frac{-9,53}{0,9 \times 0,18} = -59,44 \text{ KN}$$

$$|F_c| > |V_u| \Rightarrow 16,02 - 59,44 = -43,42 \text{ KN}$$

Les Ainf L ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot b_1}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0}$$

Avec : $b_1 = \frac{b + b_0}{2} = \frac{65 + 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{16,02 \cdot 10^3 \times 265}{0,9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1,01 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 1,01 \text{ MPa}$condition vérifier.

d) Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec : $a = \min(a_1; a_2)$

$$\begin{cases} a_1 = 0,9 \cdot d \\ a_2 = l_a - 2 \cdot c \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \\ a_2 = 0,4 - 2(2)36 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a = \min(16,2; 36) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 16,02 \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,12 \times 25 \cdot 10^3$$

$V_u = 16,02 \text{ KN} \leq 129,76 \text{ KN}$condition vérifiée.

IV.4.3.2. Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b) État limite d'ouverture des contraintes :

En travée:

$$M_t = 8.24 \text{KN.m}$$

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

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y)$$

Position de l'axe neutre:

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} = 15 \times \frac{3.39}{65} = 7.82 \text{mm} = 0.782 \text{cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 180 \times 7.82 = 2816.31 \text{mm}^2$$

$$Y_1 = -7.82 + \sqrt{7.82^2 + 2816.31} = 45.82 \text{mm} = 4.582 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y_1^2 - 15A_s(d - Y_1)$$

$$I = \frac{65}{3} 4.582^3 + 15 \times 3.39(18 - 4.582)^2 = 11239.46 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{8.24 \times 10^3}{11239.46} = 0.73 \text{MPa/cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.71 \times 4.582 = 3.45 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 3.45 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Etat limite de compression d'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec η : coefficient t de fissuration pour $H A \varphi \geq 6 \text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 201,63) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{8,24 \times 10^3}{11630,05} (18 - 4,852) = 140,03 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 140,03 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$condition vérifiée.

Les armatures calculées à l'ELUR dans la travée sont convenable.

Tableau IV-11 :vérification des contraintes de poutrelles plancher étage courante à ELS.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN.m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K MPa/cm	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation	
Travée	3,39	8,24	4,582	11239,46	0,73	3,36	147,55	vérifiée	
Appuis	Rive	2,26	6,97	3,175	8517,63	0,91	2,73	181,97	vérifiée
	inter	1,13	2,32	2,12	4312,47	0,54	1,14	128,14	vérifiée

c) Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{4,65} \geq \frac{8,24}{15 \times 11,62} \Rightarrow 0,0043 < 0,047 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,2}{4,65} = 0,043 \geq \frac{1}{22,5} = 0,44 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,009 \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'après BAEL 91 modifiée 99 modifiée. : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{MAX}}{500} \rightarrow L_{MAX}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{MAX} = 4,65m$

$$F_{adm} = \frac{465}{500} = 0,93cm = 0,0093m$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h = 0,1 \times 0,20 = 0,02m$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 3,26.10^{-1} m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{120}{650} \right) \times 0,016} = 2,57$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho\rho_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 145,21 \times 0,016 + 2,1} = 0,677$$

$$I_{fi} = \frac{1,2 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 3,26.10^{-1}}{(1 + 2,57 \times 0,677)} = 0,13m^4$$

$$f = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = \frac{8,24 \times 4,65^2}{10 \times 32164,20 \times 0,13} = 4,26.10^{-3} m$$

Avec : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20MPa.$

Donc : $f = 4,26.10^{-3} < f_{adm} = 0,93m \dots \text{condition vérifiée.}$

IV.4.4. Étude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423), la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

-20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

IV.4.4.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{b \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

IV.4.4.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé TSΦ 5 (150×150).

IV.4.5. les schémas de ferrailage :

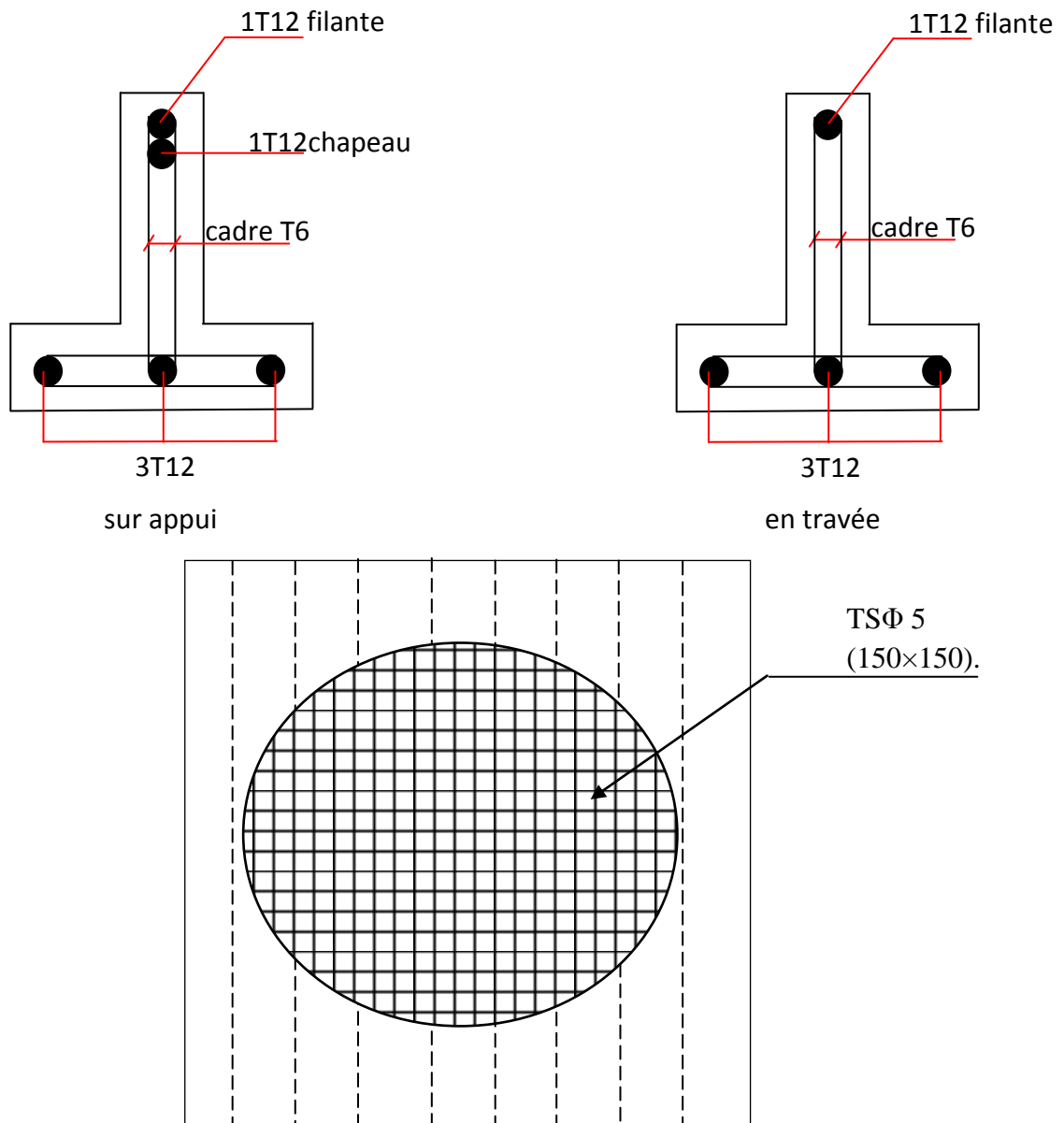


Figure IV-6 : schéma de ferrailage des poutrelles du plancher étage courant .

IV.5. Plancher sous sol :

IV.5.1. calcul des efforts internes M,V:

IV.5.1.1. les types des poutrelles :

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

Tableau IV-12 :les schémas statique des poutrelles de plancher sous sol.

Type	Schéma statique
type 01 :	<p>Diagram showing a beam with six supports labeled B, C, D, E, F, and G. The spans between supports are 4,15, 4,65, 3,80, 4,65, and 4,15.</p>
type02 :	<p>Diagram showing a beam with three supports labeled F, G, and H. The spans between supports are 4,15 and 4,65.</p>
type03 :	<p>Diagram showing a beam with four supports labeled A, B, C, and D. The spans between supports are 3,50, 4,15, and 4,65.</p>
type04 :	<p>Diagram showing a beam with eight supports labeled A, B, C, D, E, F, G, and H. The spans between supports are 3,50, 4,15, 4,65, 3,80, 4,65, 4,15, and 3,50.</p>

IV.5.1.2. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 10,20 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 5 \text{ KN/m}^2 < 10,08 \text{ KN/m}^2$ *Condition vérifiée.*
- Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{cte}$)..... *Condition vérifiée.*
- Fissuration peu préjudiciable *Condition vérifiée.*
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau IV-13:le rapport entre les travée successives

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Longueur	3,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50
Rapport	0,84	0,89	1,22	0,81	1,12	1,18	

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

IV.5.1.3. Sollicitations et combainisons des charges :

D’où : $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(5,10) + 1,5(5) = 14,38 \text{ KN/ml}$

$q_s = G + Q = 5,10 + 5 = 10,1 \text{ KN/ml}$

$\alpha = Q/(G + Q) = 5/(5,10 + 5) = 0,55$

$(1 + 0,3\alpha, = 1,17 > 1,05$, donc : on doit tenir compte de 1,17

$\frac{(1,2 + 0,3\alpha,}{2} = 0,68$ (travée de rive)

$\frac{(1 + 0,3\alpha,}{2} = 0,58$ (travée intermédiaire)

$P_u = 14,385 \times 0,65 = 9,35 \text{ KN/ml}$

$P_s = 10,1 \times 0,65 = 6,56 \text{ KN/ml}$

IV.5.1.4. details de calcul :

type 01 :

ELU :

Tableau IV-14:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU

Travée	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50	
M ₀ (KN. m)	20,13	25,27	16,87	25,27	20,13	14,32	
Appui	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)	4,02	12,63	10,11	10,11	10,11	10,06	4,02
M _i (KN . m) (condition 1)	15,22	18,19	9,63	19,45	13,26	9,71	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)	13,69	/	/	/	/	9,73	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)	/	14,65	9,78	14,65	11,67	/	
M _i (KN . m)	15,22	18,19	9,78	19,45	13,67	9,73	
Effort tranchant	a(m)	1,88	2,37	1,9	2,325	2,08	1,91
	b(m)	2,27	2,28	1,9	2,325	2,07	1,59
	A droite V _w	-20,47	-22,58	-20,94	-25,43	-22,87	-20,72
	A gauche V _e	12,27	24,82	20,94	25,43	22,93	17,30

ELS :

Tableau IV-15:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS

Travée	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50	
M ₀ (KN. m)	14,12	17,73	11,84	17,73	14,12	10,04	
Appui	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)	2,82	8,86	7,09	7,09	7,09	7,06	2,82
M _i (KN . m) (condition 1)	10,68	12,76	6,76	13,65	9,44	6,81	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)	9,60	/	/	/	/	6,83	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)	/	10,28	6,87	10,28	8,19	/	
M _i (KN . m)	10,68	12,76	6,87	13,65	9,44	6,81	
Effort tranchant	a(m)	1,88	2,37	1,9	2,325	2,08	1,91
	b(m)	2,27	2,28	1,9	2,325	2,07	1,59
	A droite V _w	-14,36	-18,24	-14,69	-17,84	-15,89	-14,52
	A gauche V _e	17,22	17,41	14,69	17,84	15,94	12,11

type 2 :

ELU :

Tableau IV-16:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU

Travée		AB	BC	CD	
L(m)		3,50	4,15	4,65	
M ₀ (KN. m)		14,32	20,13	25,27	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
M _A (KN. m)		5,05	10,06	12,63	5,05
M _i (KN . m) (condition 1)		9,19	12,20	20,72	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		9,74	/	17,18	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	11,67	/	
M _i (KN . m)		9,74	12,20	20,72	
Effort tranchant	a(m)	1,62	2,02	2,47	
	b(m)	1,88	2,13	2,18	
	A droite V _w	-18,26	-22,04	-27	
	A gauche V _e	21,06	23,31	23,64	

ELS :

Tableau IV-17:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS

Travée		AB	BC	CD	
L(m)		3,50	4,15	4,65	
M ₀ (KN. m)		10,04	14,12	17,73	
Appui		A	B	C	D
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
M _A (KN. m)		3,55	7,06	8,86	3,55
M _i (KN . m) (condition 1)		6,44	8,56	14,53	
M _i (KN . m) (c2 travée de rive)		6,83	/	12,06	
M _i (KN . m) (c2 travée de inter)		/	8,19	/	
M _i (KN . m)		6,83	8,56	14,53	
Effort tranchant	a(m)	1,62	2,02	2,47	
	b(m)	1,88	2,13	2,18	
	A droite V _w	-12,81	-15,47	-18,94	
	A gauche V _e	14,78	16,36	16,59	

type 3 :

ELU :

Tableau IV-18:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELU

Travée		FG	GH
L(m)		4,15	3,50
M ₀ (KN. m)		20,13	14,31
Appui		F	G H
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6 0,2
M _A (KN. m)		4,02	12,08 4,02
M _t (KN . m) (condition 1)		15,50	8,70
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		13,68	9,73
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	/
M _t (KN . m)		15,50	9,73
Effort tranchant	a(m)	1,9	1,95
	b(m)	2,25	1,55
	A droite V _w	-20,54	-22,37
	A gauche V _e	24,52	17,74

ELS :

Tableau IV-19:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELS

Travée		FG	GH
L(m)		4,15	3,50
M ₀ (KN. m)		14,12	10,04
Appui		F	G H
Coefficient forfaitaire		0,2	0,6 0,2
M _A (KN. m)		2,82	8,47 2,82
M _t (KN . m) (condition 1)		10,87	6,10
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		9,60	6,83
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	/
M _t (KN . m)		10,87	6,83
Effort tranchant	a(m)	1,9	1,95
	b(m)	2,25	1,55
	A droite V _w	-14,41	-15,69
	A gauche V _e	17,19	12,45

type 4 :

ELU :

Tableau IV-20:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELU

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)		03,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50	
M ₀ (KN. m)		14,31	20,13	25,27	16,87	25,27	20,13	14,31	
Appui		A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)		2,86	10,06	10,11	10,11	10,11	10,11	8,05	2,86
M _t (KN . m) (condition 1)		11,29	13,48	19,48	9,63	19,45	14,47	11,29	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		9,73	/	/	/	/	/	9,73	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	11,67	14,65	9,78	14,65	11,67	/	
M _t (KN . m)		11,29	13,48	19,48	9,78	19,45	14,47	11,29	
Effort tranchant	a(m)	1,57	2,07	2,325	1,9	2,325	2,12	1,87	
	b(m)	1,93	2,08	2,325	1,9	2,325	2,03	1,63	
	A droite V _w	-18,02	-22,74	25,45	20,94	25,42	23,20	20,68	
	A gauche V _e	22,12	22,68	25,45	20,94	25,42	22,18	17,36	

ELS :

Tableau IV-21:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELS

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)		3,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50	
M ₀ (KN. m)		10,04	14,12	17,73	11,84	17,73	14,12	10,04	
Appui		A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
M _A (KN. m)		2,09	7,06	7,10	7,10	7,10	7,10	7,06	2,09
M _t (KN . m) (condition 1)		7,17	9,44	13,64	6,75	13,64	9,44	7,17	
M _t (KN . m) (c2 travée de rive)		6,83	/	/	/	/	/	6,83	
M _t (KN . m) (c2 travée de inter)		/	8,20	10,28	6,87	10,28	8,20	/	
M _t (KN . m)		7,17	9,44	13,64	6,87	13,64	9,44	7,17	
Effort tranchant	a(m)	1,57	2,07	2,325	1,9	2,325	2,12	1,87	
	b(m)	1,93	2,08	2,325	1,9	2,325	2,03	1,63	
	A droite V _w	-11,80	-15,94	-17,84	-14,70	-17,84	-15,37	-15,22	
	A gauche V _e	14,75	15,90	17,84	14,70	17,84	16,26	11,36	

IV.5.2. ferrailage des poutrelles de plancher sous sol :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a ELU :} \\ M_{0\max} = 25,27 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 20,72 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 5,05 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 12,63 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 27 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{a ELS :} \\ M_{0\max} = 17,73 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 14,53 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 3,55 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 8,47 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 18,94 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.5.2.1. Ferrailage en travée :

Le ferrailage se fait pour une section en Té en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14,16(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 20,72 \text{ KN.m} < M_{tb} = 58,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} < M_{tb}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

b) calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{20,72 \times 10^3}{14,16 \times (18)^2 \times 65} = 0,069 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,069)}}{2} = 0,964$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{20,72 \times 10^3}{0,964 \times 18 \times 348} = 3,43 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,43 \text{ cm}^2$$

c) **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,70]$$

$$A_{\min} = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,70 ; 3,43) = 3,43 \text{ cm}^2.$$

on adopte : $A_S = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

IV.5.2.2. Ferrailage Sur appuis :

a) **Appuis intermédiaire :**

à Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 12,63 \text{ KN.m}$$

a.1) calcul de la section d'armature :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,63 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,229 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,229)}}{2} = 0,868$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{12,63 \times 10^3}{0,868 \times 18 \times 348} = 2,32 \text{ cm}^2$$

a.2) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,52}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 2,32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{a doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 2,32) = 2,32 \text{ cm}^2.$$

on adopte : $A_S = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

b) Appuis de rive :

b.1) calcul de la section d'armature :

$$M_{\text{a max(riv)}}^u = 5,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{a(riv)}}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,05 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,092 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,092)}}{2} = 0,952$$

$$A_{\text{a(riv)}}^S = \frac{M_{\text{a(riv)}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{5,05 \times 10^3}{0,952 \times 18 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

b.2) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{a doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,85; 0,26) = 0,85 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_S = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$

IV.5.2.3. Section et écartement des armatures transversales A_t :

a) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 5,71 \approx 6\text{mm}$$

On prend: $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

b) L'espace des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32\text{Mpa}$$

$$\tau_b = 0,3.f_{t28}.K \text{ (K = 1 pas de reprise de bétonnage et les fissuration n'est pas très préjudiciable)}$$

$$\tau_b = 0,3.(2,1).(1) = 0,63\text{Mpa}$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,89 - 0,63 = 0,14\text{Mpa} < 0,32\text{Mpa}$$

On prend: $\tau_t = 0,32\text{Mpa}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8.f_e.A_t}{b_0.\tau_t}; 0,9.d; 40\text{cm}\right) \text{ Avec } f_e E 235$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,941; 16,2\text{cm}; 40\text{cm}\right) = 16,2\text{cm}$$

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

c) verification des armatures transversales Selon le RPA99

$$A_t = 0,003.s.b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45\text{cm}^2$$

$$A_t = 0,57\text{cm}^2 > A_{t\min} = 0,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV.5.3. Les vérifications :

IV.5.3.1. L'influence de l'effort tranchant :

a) le risque de cisaillement :

D'après le BAEL91 (art A.5.1,211):

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{23,64 \times 10^3}{12 \times 18} = 1,01 \text{MPa}$$

Fissuration peut préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$

$\tau_u = 1,10 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement

b) Vérification des armatures longitudinales :

b.1) Appuis de rives :

$$A_L = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \text{ avec : } A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$$A_L = \frac{27.10^3 \times 1,15}{400} = 0,78 \text{cm}^2$$

$$A_L = 3T14 + 1T12 = 4,62 + 1,13 = 5,75 \text{cm}^2$$

$5,75 \text{cm}^2 > 0,78 \text{cm}^2$ condition vérifiée.

b.2) Appuis intermédiaires :

$$V_u = 27 \text{KN}; M_u = 9,53 \text{KN.m}$$

$$F_c = \frac{M_u}{0,9 \times d} = \frac{-9,53}{0,9 \times 0,18} = -77,96 \text{KN}$$

$$|F_c| > |V_u| \Rightarrow 77,96 - 23,64 = 54,32 \text{KN}$$

Les Ainf L ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot b_1}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b + b_0}{2} = \frac{65 + 12}{2} = 26,5 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{27.10^3 \times 265}{0,9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1,70 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 1,70 \text{ MPa}$condition vérifier.

d) Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28}$$

Avec : $a = \min(a_1; a_2)$

$$\begin{cases} a_1 = 0,9.d \\ a_2 = l_a - 2.c \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \\ a_2 = 0,4 - 2(2)36 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a = \min(16,2; 36) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 27 \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,12 \times 25.10^3$$

$V_u = 27 \text{ KN} \leq 129,76 \text{ KN}$condition vérifiée.

IV.5.3.2. Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b) État limite des contraintes :

Tableau IV-22 : vérification des contraintes de poutrelles de plancher sous sol à ELS.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN.m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/cm)	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation	
Travée	4,62	14,53	5,22	14400,45	1,01	5,26	193,17	vérifiée	
Appuis	Rive	3,08	8,47	8,54	6625,85	1,28	10,92	174,54	vérifiée
	inter	1,13	3,55	5,86	3303	1,07	6,27	194,85	vérifiée

c) Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{4,65} \geq \frac{14,53}{15 \times 17,73} \Rightarrow 0,0043 < 0,055 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,2}{4,65} = 0,043 \geq \frac{1}{22,5} = 0,44 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,009 \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'après BAEL 91 modifiée 99 modifiée. : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{MAX}}{500} \rightarrow L_{MAX}$: la portée maximale

Dans notre cas, on a : $L_{MAX} = 4,65m$

$$F_{adm} = \frac{465}{500} = 0,93cm = 0,0093m$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h = 0,1 \times 0,20 = 0,02m$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 4,62 \left(\frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 4,44.10^{-1} m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0.d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05.2,1}{\left(2 + 3 \frac{120}{650} \right) \times 0,021} = 1,96$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 190,02 \times 0,021 + 2,1} = 0,80$$

$$I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_i.\mu)} = \frac{1,1 \times 4,44.10^{-1}}{(1 + 1,96 \times 0,82)} = 0,19m^4$$

$$f = \frac{M_{ser}.L^2}{10E_i.I_{fi}} = \frac{14,53 \times 4,65^2}{10 \times 32164,20 \times 0,19} = 5,21.10^{-3} m$$

Avec : $E_i = 11000\sqrt{f_{c28}} = 32164,20MPa$.

Donc : $f = 5,21.10^{-3} < f_{adm} = 0,93m \dots \text{condition vérifiée.}$

IV.5.4. les schémas de ferrailage :

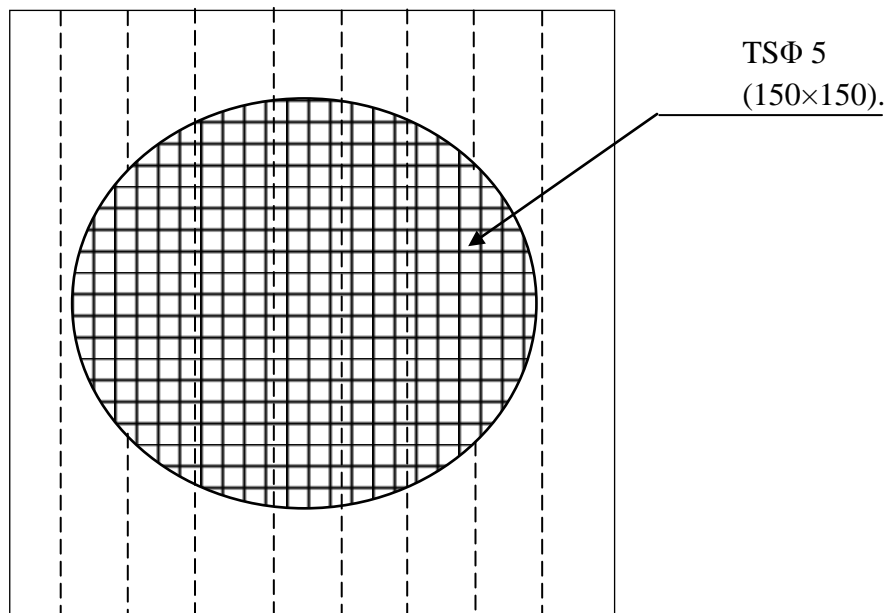
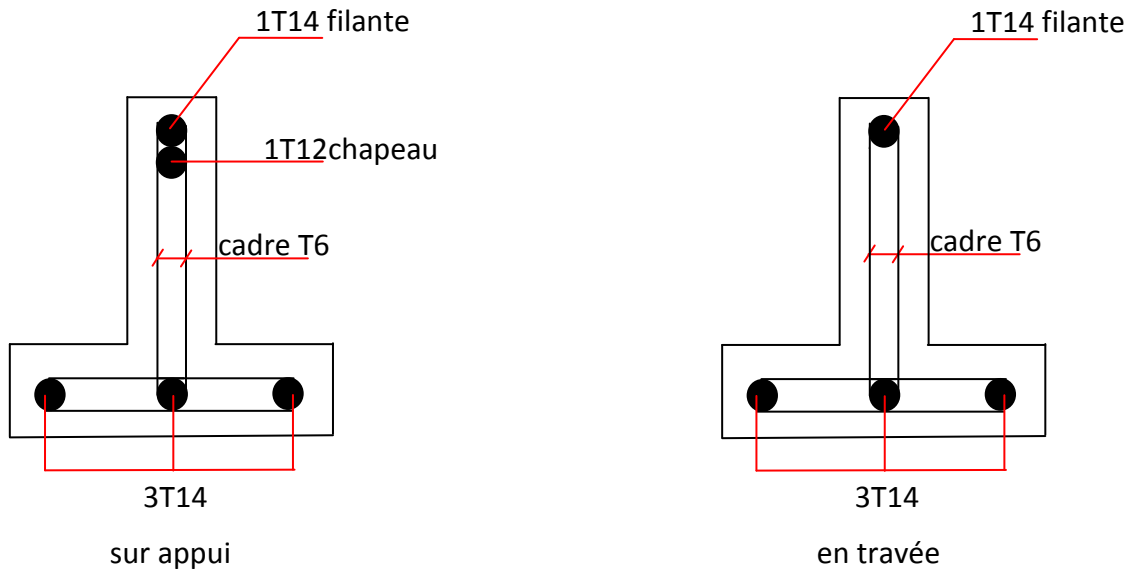


Figure IV-7: schéma de ferrailage des poutrelles du plancher sous- sol .

IV.6. Planchers terrasse :

IV.6.1. calcul des efforts internes M,V:

IV.6.1.1. les types des poutrelles :

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

Tableau IV-23 :schéma statique des poutrelle de plancher terrasse.

Type	Schéma statique
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

IV.6.1.2. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2G = 12,58 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 12,58 \text{ KN/m}^2$ *Condition vérifiée.*
- Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{cte}$)..... *Condition vérifiée.*
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau IV-24:le rapport entre les travée successives.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Longueur	3,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50
Rapport	0,84	0,89	1,22	0,81	1,12	1,18	

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ *Condition vérifiée.*

- Fissuration peu préjudiciable *Condition non vérifiée.*

Puisque l’un des trois dernier conditions ne verifient pas donc la méthode forfaitaire n’est pas applicable . donc on va appliquer la méthode de caquot

IV.6.1.3. Sollicitations et combainson des charges :

$G = 6,29 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $q_{u \text{ réelle}} = (1,35G + 1,5Q) = 1,35(6,29) + 1,5(1) = 10 \text{ KN/ml}$
 $q_{s \text{ réelle}} = G + Q = 6,29 + 1 = 7,29 \text{ KN / ml}$
 $P_{u \text{ réelle}} = 10 \times 0,65 = 6,5 \text{ KN/ml}$
 $P_{s \text{ réelle}} = 7,29 \times 0,65 = 4,74 \text{ KN / ml}$
 $q_{u \text{ réduite}} = (1,35(\frac{2}{3}G) + 1,5Q) = 1,35(\frac{2}{3}6,29) + 1,5(1) = 7,16 \text{ KN/ml}$
 $q_{s \text{ réduite}} = \frac{2}{3}G + Q = \frac{2}{3}6,29 + 1 = 5,20 \text{ KN / ml}$
 $P_{u \text{ réduite}} = 7,16 \times 0,65 = 4,65 \text{ KN/ml}$
 $P_{s \text{ réduite}} = 5,20 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN / ml}$

IV.6.1.4. Exemple de calcul des efforts internes (type 01) :

type1 :

ELU :

Tableau IV-25:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU

Travée	BC		CD
Q _G	6,29		6,29
Q _q	1		1
L(m)	4,15		4,65
L'(m)	4,15		4,65
P _{u réelle}	6,5		6,5
P _{u réduite}	4,65		4,65
M ₀ (KN. m)	14		17,57
Appui	B	C	D
M _A (KN. m)	-3,51	-10,70	-3,51
V _w (KN)	-11,75		-16,66
V _e (KN)	16,065		13,565
X ₀ (m)	1,80		2,56
M _t (KN.m)	7,11		10,65

ELS :

Tableau IV-26:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS

Travée	BC		CD
Q _G	6,29		6,29
Q _q	1		1
L(m)	4,15		4,65
L'(m)	4,15		4,65
P _{u réelle}	4,74		4,74
P _{u réduite}	3,38		3,38
M ₀ (KN. m)	10,20		12,81
Appui	B	C	D
M _A (KN. m)	-2,56	-7,77	-2,56
V _w (KN)	-8,58		12,14
V _e (KN)	11,091		9,091
X ₀ (m)	1,8		2,56
M _t (KN.m)	5,20		7,78

type02 :

ELU :

Tableau IV-27:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU

Travée	BC	CD	DE	EF	FG	
Q_G	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	
Q_q	1	1	1	1	1	
$L(m)$	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	
$L'(m)$	4,15	3,72	3,04	3,72	4,15	
P_u réelle	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	
P_u réduite	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	
M_0 (KN. m)	14	17,57	11,73	17,57	14	
Appui	B	C	D	E	F	G
M_A (KN. m)	-2,8	-8,55	-6,44	-6,44	-8,55	-2,8
V_w (KN)	-12,10	-15,57	-12,35	-14,66	-14,87	
V_e (KN)	14,87	14,66	12,35	15,57	12,10	
$X_0(m)$	1,86	2,4	1,9	2,25	2,30	
M_t (KN.m)	8,46	10,10	5,30	10,10	8,46	

ELS:

Tableau IV-28:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS

Travée	BC	CD	DE	EF	FG	
Q_G	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	
Q_q	1	1	1	1	1	
$L(m)$	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	
$L'(m)$	4,15	3,72	3,04	3,72	4,15	
P_u réelle	4,74	4,74	4,74	4,74	4,74	
P_u réduite	3,38	3,38	3,38	3,38	3,38	
M_0 (KN. m)	10,20	12,81	8,55	12,81	10,20	
Appui	B	C	D	E	F	G
M_A (KN. m)	-2,04	-6,12	-4,68	-4,68	-6,12	-2,04
V_w (KN)	-8,85	-11,33	-9,006	-10,71	-10,82	
V_e (KN)	10,82	10,71	9,006	-11,33	-8,85	
$X_0(m)$	1,86	2,4	1,9	2,25	2,30	
M_t (KN.m)	6,23	7,42	3,87	7,42	6,23	

type 3 :

ELU :

Tableau IV-29:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELU

Travée	AB	BC	CD	
Q _G	6,29	6,29	6,29	
Q _q	1	1	1	
L(m)	3,50	4,15	4,65	
L'(m)	3,50	3,32	4,65	
P _u réelle	6,5	6,5	6,5	
P _u réduite	4,65	4,65	4,65	
M ₀ (KN. m)	9,95	14	17,57	
Appui	A	B	C	D
M _A (KN. m)	-3,51	-6,37	-9,41	-3,51
V _w (KN)	-10,56	-12,75	-16,38	
V _e (KN)	12,20	14,225	13,845	
X ₀ (m)	1,62	1,96	2,52	
M _t (KN.m)	5,10	5,73	11,23	

ELS :

Tableau IV-30:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELS

Travée	AB	BC	CD	
Q _G	6,29	6,29	6,29	
Q _q	1	1	1	
L(m)	3,50	4,15	4,65	
L'(m)	3,5	3,32	4,65	
P _u réelle	4,74	4,74	4,74	
P _u réduite	3,38	3,38	3,38	
M ₀ (KN. m)	7,25	10,20	12,81	
Appui	A	B	C	D
M _A (KN. m)	-2,56	-4,63	-6,84	-2,56
V _w (KN)	-7,70	-9,30	-11,94	
V _e (KN)	8,89	10,371	10,101	
X ₀ (m)	1,62	1,96	2,52	
M _t (KN.m)	3,70	4,50	8,20	

type 4 :

ELU :

Tableau IV-31:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELU

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
Q_G	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	
Q_q	1	1	1	1	1	1	1	
L(m)	3,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50	
L'(m)	3,50	3,32	3,72	3,04	3,72	3,32	3,50	
P_u réelle	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	
P_u réduite	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	4,65	
M_0 (KN. m)	9,95	14	17,57	11,73	17,57	14	9,95	
Appui	A	B	C	D	E	F	G	H
M_A (KN. m)	-2	-6,37	-6,84	-6,44	-6,44	-6,84	-6,37	-2
V_w (KN)	-10,13	-13,37	-15,20	-12,35	-15,03	-13,60	-12,62	
V_e (KN)	12,62	13,60	15,03	12,35	15,20	13,37	10,13	
X_0 (m)	1,56	2,06	2,34	1,9	2,3	2,1	1,94	
M_t (KN.m)	5,90	7,40	10,94	5,30	10,94	7,40	5,90	

ELS:

Tableau IV-32:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELS.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
Q_G	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	6,29	
Q_q	1	1	1	1	1	1	1	
L(m)	3,50	4,15	4,65	3,80	4,65	4,15	3,50	
L'(m)	3,50	3,32	3,72	3,04	3,72	3,32	3,50	
P_u réelle	4,74	4,74	4,74	4,74	4,74	4,74	4,74	
P_u réduite	3,38	3,38	3,38	3,38	3,38	3,38	3,38	
M_0 (KN. m)	7,25	10,20	12,81	8,55	12,81	10,20	7,25	
Appui	A	B	C	D	E	F	G	H
M_A (KN. m)	-1,45	-4,63	-4,97	-4,68	-4,68	-4,97	-4,63	-1,45
V_w (KN)	-7,40	-9,75	-11,08	-9,006	-10,96	-9,92	-9,20	
V_e (KN)	9,20	9,92	10,96	9,006	11,08	9,75	7,40	
X_0 (m)	1,56	2,06	2,34	1,9	2,3	2,1	1,94	
M_t (KN.m)	4,33	5,40	7,98	3,87	7,98	5,40	4,33	

IV.6.2. ferrailage des poutrelles de plancher terrasse :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a ELU :} \\ M_{0\max} = 17,57 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 11,23 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 3,51 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 10,70 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 16,65 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{a ELS :} \\ M_{0\max} = 12,81 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 8,20 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 2,56 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 7,80 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 12,14 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.6.2.1. Ferrailage en travée :

Le ferrailage se fait pour une section en Té en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 14,16(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 11,23 \text{ KN.m} < M_{tb} = 58,60 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

b) calcul de la section d'armature :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{11,23 \times 10^3}{14,16 \times (18)^2 \times 65} = 0,038 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,038)}}{2} = 0,980$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{11,23 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 1,83 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3;1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,82) = 1,70 \text{ cm}^2.$$

on adopte : $A_S = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

IV.6.2.2. Ferrailage Sur appuis

a) Appuis intermédiaire

a Etat - limite ultime de résistance

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 10,70 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a(\text{inter})}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{10,70 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,194 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,194)}}{2} = 0,891$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_a(\text{inter})}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{10,70 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 348} = 1,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24;0,26]$$

$$A_{\text{cal}} = 1,90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,30) = 1,90 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_S = 1T12+1T14 = 2,67 \text{ cm}^2$

b) Appuis de rive :

$$M_a^u \text{ max(riv)} = 3,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{riv})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,51 \times 10^3}{14,16(18)^2 \times 12} = 0,064 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,064)}}{2} = 0,967$$

$$A_{s_{a(\text{riv})}} = \frac{M_{a(\text{riv})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{3,51 \times 10^3}{0,967 \times 18 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,58) = 0,58 \text{ cm}^2.$$

on adopte $A_S = 1T12 = 1,13 \text{ cm}^2$

IV.6.2.3. Section et écartement des armatures transversales A_t :**a) Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 8\right) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend: } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

b) L'espace des armatures transversales :

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b \geq 0,32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot f_{c28} \cdot K = 0,54 \text{ Mpa} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage et les fissuration n'est pas très préjudiciable})$$

$$\tau_b = 0,3 \cdot (2,1) \cdot (1) = 0,63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,77 - 0,63 = 0,14 \text{ Mpa} < 0,32 \text{ Mpa}$$

On prend: $\tau_t = 0,32 \text{ Mpa}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \right) \text{ Avec } f_e E 235$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8 \times 235 \times 0,57}{12 \times 0,32} = 27,941; 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \right) = 16,2 \text{ cm}$$

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

c) verification des armatures transversales Selon le RPA99

$$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t\min} = 0,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV.6.3. Les vérifications :

IV.6.3.1. L'influence de l'effort tranchant :

a) le risque de cisaillement :

D'après le BAEL91 (art A.5.1,211):

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16,65 \times 10^3}{12 \times 18} = 0,77 \text{ MPa}$$

Fissuration peut préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification des armatures longitudinales :

b.1) Appuis de rives :

$$A_L = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \text{ avec : } A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$$A_L = \frac{16.65.10^3 \times 1,15}{400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3T12 + 1T12 = 3,39 + 1,13 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$5,75 \text{ cm}^2 > 0,48 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b.2) Appuis intermédiaires

$$V_u = 16,65 \text{ KN}; M_u = -10,70 \text{ KN.m}$$

$$F_c = \frac{M_u}{0,9 \times d} = \frac{-10,70}{0,9 \times 0,18} = -66,05 \text{ KN}$$

$$|F_c| > |V_u| \Rightarrow 16,65 - 66,05 = -49,40 \text{ KN}$$

Les Ainf L ne sont soumises à aucun effort de traction.

c) Vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{16,65.10^3 \times 265}{0,9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 1,05 \text{ MPa}$condition vérifier.

d) Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267.a.b_0.f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = \min(a_1; a_2)$$

$$\begin{cases} a_1 = 0,9.d \\ a_2 = l_a - 2.c \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \\ a_2 = 0,4 - 2(2) = 36 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a = \min(16,2; 36) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 16,65 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,12 \times 25.10^3$$

$V_u = 16,65 \text{ KN} \leq 129,76 \text{ KN}$condition vérifiée.

IV.6.3.2. Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b) État limite de compression du béton :

Tableau IV-33: vérification des contraintes de poutrelles deterrasse sol à ELS.

Position	As (cm ² /ml)	M ser (KN.m)	Y ₁ (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/cm)	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation	
Travée	3,39	7,76	4,582	11239,46	0,70	3,16	140,90	vérifiée	
Appuis	Rive	1,13	7,77	8,12	6051,01	1,28	10,42	190,30	vérifiée
	inter	2,67	2,56	5,86	3303,01	0,77	4,54	141,14	vérifiée

c) Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{4,65} \geq \frac{14,53}{15 \times 17,73} \Rightarrow 0,0043 < 0,055 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,2}{4,65} = 0,043 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{Fe} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} \leq \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,002 < 00,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D'après BAEL 91 modifiée 99 modifiée. : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{MAX}}{500} \rightarrow L_{MAX}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{MAX} = 4,65m$

$$F_{adm} = \frac{465}{500} = 0,93cm = 0,0093m$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h = 0,1 \times 0,20 = 0,02m$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 3,26.10^{-1}m^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0.d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{120}{65}\right) \times 0,016} = 2,57$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{c28}}{4 \rho \rho_s + f_{c28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 140,90 \times 0,016 + 2,1} = 0,67$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \times 3,26 \cdot 10^{-1}}{(1 + 2,57 \times 0,67)} = 0,23 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = \frac{7,76 \times 4,65^2}{10 \times 32164,20 \times 0,23} = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Avec : $E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$.

Donc : $f = 2,25 \cdot 10^{-3} < f_{adm} = 0,93 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

IV.6.4. les schéma de ferrailage :

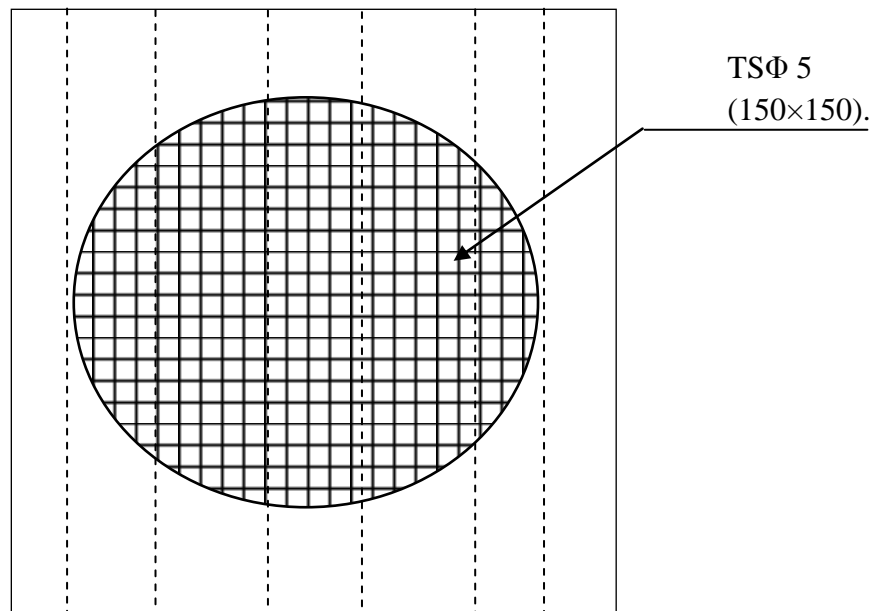
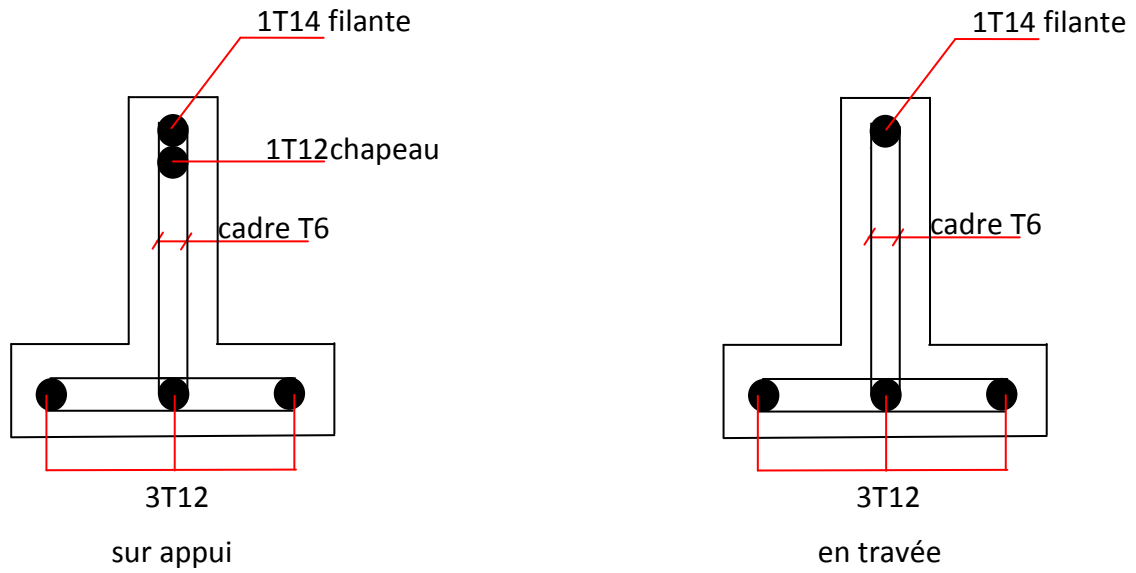


Figure IV-8: schéma de ferrailages des poutrelles du plancher terrasse.

VI. Etude des éléments résistants

VI.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations.

VI.2. Etude des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont éléments de chaînage et de transformation des efforts aux poteaux, elles sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, avec une faible valeur d'effort normale pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

VI.2.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

- Sollicitation du 2^{eme} genre [RPA 99 (version 2003)] :

$$\begin{cases} S_{p1} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348\text{MPa}$.

$$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa}$$

VI.2.3. Calcul de la section des armatures

VI.2.3.1. Armatures longitudinales :

a) Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- $A_{min} = 0,5\% \times b \times h$ (en toute section)
- $A_{max} = 4\% \times b \times h$ (en zone courte) .
- $A_{max} = 6\% \times b \times h$ (en zone de recouvrement)
- La largeur minimale de recouvrement est de : $40 \varnothing$ (zone IIa)

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

b) D'après BAEL91 :

- Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$
- Le pourcentage minimal d'armature : $A_{min} = 0.001 \times b \times h$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{MIN}^{BAEL} ; A_{MIN}^{RPA})$$

Tableau VI-1: les sections d'armatures recommandé par RPA et BAEL

Etages	Type	Section (cm ²)	RPA			BAEL
			A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
RDC	Poutre principale	40×60	96	144	12	2,4
	Poutre secondaire	30×40	48	72	6	1,2
del ^{ère} à 8 ^{ème} Etages	Poutre principale	40×60	96	144	12	2,4
	Poutre secondaire	30×40	48	72	6	1,2
La terrasse	Poutre principale	40×60	96	144	12	2,4
	Poutre secondaire	30×40	48	72	6	1,2

VI.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

- **Contrainte de cisaillement** : $\tau_u = \frac{V_u}{d \times b}$ Art /A-5.1.1

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- **Contrainte admissible (fissuration est peu nuisible) :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) \text{ Art/ A.5.1, 211 BAEL91}$$

- **Diamètre des armatures transversales** : $\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$ Art/ A.7.2.2 BAEL91

- **L'espace des armatures transversales**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right\} \text{ en zone nodale RPA /7.5.2.2}$$

$$S_t \leq \min \frac{h}{2} \text{ en zone courante RPA /7.5.2.2}$$

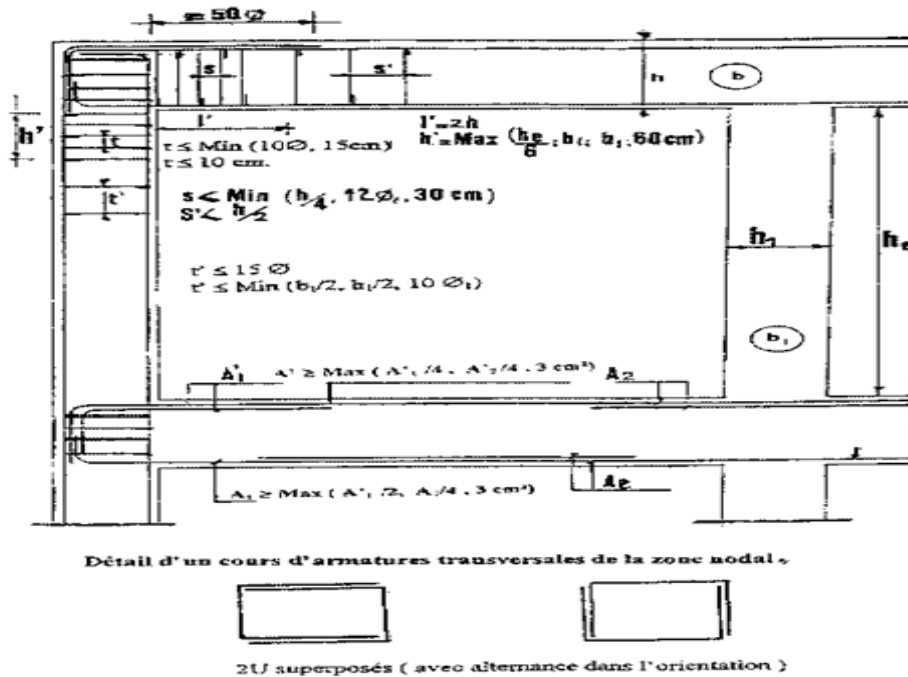


Figure VI-1:Disposition constructives des portiques

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI-2: Moments max des Poutres principales et secondaire

Etages	Type	Position	Moments max (KN.m)		Rapport M2/M1	Moments de calcul (KN.m)	T max(KN)
			M1	M2			
RDC	Pp	Travée	163,829	118,976	0,73	163,829	178,24
		Appuis	224,739	192,98	0,85	224,739	
	Ps	Travée	13,787	27,371	1,98	27,371	25,4
		Appuis	21,458	31,129	1,45	31,129	
de 1 ^{ère} à 8 ^{ème} Etages	Pp	Travée	114,275	180,363	1,5	180,963	280,6
		Appuis	189,485	287,728	1,5	287,725	
	Ps	Travée	36,374	70,65	1,5	70,65	42,29
		Appuis	52,966	79,038	1,9	79,038	
La terrasse	Pp	Travée	126,165	143,568	1,14	143,568	181,91
		Appuis	189,824	204,959	1,08	204,959	
	Ps	Travée	37,038	62,997	1,7	62,997	43,69
		Appuis	58,324	74,699	1,3	74,699	

VI.2.5. Exemple de calcul (Poutre principale RDC) :

VI.2.5.1. Ferrailage longitudinal :

a) Poutre principale 40x60 :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

a.1) Données :

- Largeur de la poutre b = 40cm.
- Hauteur de la section h= 60cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = 0.9xh_t=54cm
- Fe=400MPa
- Fissuration non préjudiciable

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

a.2) Ferrailage on travées :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 163,829 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 118,976 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 0,73 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$M_t = 163,829 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{163,829 \times 10^3}{18,48 \times 400 \times 540^2} = 0,076$$

$$\mu = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,076)}}{2} = 0,960$$

$$A_{1t} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{163,829 \times 10^3}{348 \times 0,960 \times 450} = 7,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{1t} = 7,90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

a.3) Ferrailage sur appuis:

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 224,739 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 192,98 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = 0,85 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$M_a = 224,739 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{224,739 \times 10^3}{18,48 \times 400 \times 540^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,104)}}{2} = 0,945$$

$$A_{1t} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{224,739 \times 10^3}{348 \times 0,945 \times 450} = 11,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{1t} = 11,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

b) Poutre secondaire 30x40 :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

b.1) Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9xh_t = 36\text{cm}$
- $f_e = 400\text{MPa}$
- Fissuration non préjudiciable
- $\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$

b.2) Ferrailage en travées :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 13,787 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 27,371 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = 1,98 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$M_t = 27,371 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{27,371 \times 10^3}{18,48 \times 400 \times 360^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,038)}}{2} = 0,980$$

$$A_{1t} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27,371 \times 10^3}{348 \times 0,980 \times 360} = 71,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{1t} = 71,94 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

b.3) Ferrailage en appuis:

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = 21,458 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = 31,129 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = 1,45 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$M_a = 31,129 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{31,129 \times 10^3}{18,48 \times 400 \times 360^2} = 0,043$$

$$\mu = 0,043 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,043)}}{2} = 0,978$$

$$A_{1t} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{31,129 \times 10^3}{348 \times 0,978 \times 360} = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{1t} = 2,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant donne les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux :

Tableau VI-3 : tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire

Etages	Type	Position	Moments (KN.m)	As calculé	As min(RPA)	A _{min} (BAEL)	Choix	As
RDC	Pp	Travée	163,829	7,90	12	2,4	4T16fil +4T12renf	12,52
		Appuis	224,739	11,01			4T16 fil +4T14 chapeau	14,2
	Ps	Travée	27,371	1,94	6	1,2	3T14fil +2T12renf	6,88
		Appuis	31,129	2,07			3T14 fil +3T12 chapeau	8,01
de 1 ^{er} à 8 ^{ème} Etages	Pp	Travée	180,963	8,76	12	2,4	4T16 fil +4T12 renf	12,52
		Appuis	287,725	14,35			4T16 fil + (2T16+2T14) chapeau	15,14
	Ps	Travée	70,65	5,17	6	1,2	3T14 fil +2T12 renf	6,88
		Appuis	79,038	5,82			3T14 fil +3T12 chapeau	8,01
La terrasse	Pp	Travée	143,568	6,88	12	2,4	4T16fil +4T12renf	12,52
		Appuis	204,959	9,98			4T16fil +4T14chapeau	14,2
	Ps	Travée	62,997	4,58	6	1,2	3T14fil +2T12renf	6,88
		Appuis	74,699	5,48			3T14fil +3T12chapeau	8,01

VI.2.5.2. Vérification nécessaire pour les poutres :

Nous continuons avec l'exemple de calcul des poutres de RDC :

a) Poutre principale 40x60 :

a.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 40 \times 540 \times 2,1}{400} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$ condition vérifiée

a.2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{178,24 \times 10^3}{540 \times 400} = 0,82 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable on a :

$$\overline{\tau_u} = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 4.35 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

(Donc pas de risque de cisaillement).

b) Poutre secondaire 30x40 :

b.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b.d.f_t}{f_e} = 0,23 \times \frac{300 \times 360 \times 2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$ condition vérifiée

b.2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{25,4 \times 10^3}{360 \times 300} = 0,23 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable on a :

$$\overline{\tau_u} = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 4.35 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

(Donc pas de risque de cisaillement).

VI.2.5.3. Calcul les armatures transversales :

a) Poutre principale 40x60 :

a.1) Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (17,14 ; 40 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

a.2) Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (48, 60; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $St \leq h/2 = 30 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12 \varphi) = 15 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 30 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St = 15 \text{ cm}$

a.3) Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

$$F_e = 235 \text{ MPa} ; \delta_s = 1$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,82 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 40 \cdot 1}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,035 \text{ cm} \dots\dots(1)$$

a.4) Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq \frac{0,41 \times b}{f_e} = \frac{0,41 \times 40}{235} = 0,07 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,07 \text{ cm}$, on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

b) Poutre secondaire 30x40 :

b.1) Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 30 ; 12)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

b.2) Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,4 ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A partir l'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Zone courante : $St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12 \varphi) = 10 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

b.3) Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

Fe =235MPa ; δs=1

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,23 - 0,3 \cdot 1,2,1) \cdot 30,1}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,065 \text{ cm} \dots\dots (1)$$

b.4) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,07 \text{ cm}$,on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

VI.2.5.4. Vérification à l'E.L.S :

Il faut vérifier que :

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

a) Poutre principale 40x60 :

a.1) En travée :

Les valeurs des moments maximum en travée :

$$M_u = 163,829 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 117,289 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1835 \text{ et } \gamma = \frac{163,829}{117,289} = 1,4$$

$$\alpha \leq \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$\alpha \leq 0,45$Condition vérifiée.

a.2) Sur appuis

Les valeurs des moments maximum en appui :

$$M_u = 224,739 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 157,426 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,2594 \text{ et } \gamma = \frac{224,739}{157,426} = 1,4$$

$$\alpha \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,45 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Poutre secondaire 30x40 :

b.1) En travée

Les valeurs des moments maximum en travée :

$$M_u = 21,458 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \text{KN.m}$$

$$\alpha = 0,1660$$

$$\gamma = \frac{13,787}{6,017} = 2,30$$

$$\alpha \leq \frac{2,3 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,9 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2) Sur appuis

Les valeurs des moments maximum en appui :

$$M_u = 21,458 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 10,638 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,2818$$

$$\gamma = \frac{21,458}{10,638} = 2,1$$

$$\alpha \leq \frac{2,1 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,8 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.3) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée BAEL91 (Art B.6.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_o} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

• Poutre principale 40x60 :

$$M_{tmax} = 163,829 \text{ KN.m};$$

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(50,44 \times (7,25))^2}{8} = 331,41 \text{ KN.m}$$

(à l'ELS)

$$A_s = 12,52 \text{ cm}$$

$$h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,083 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,083 > 0,05 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,006 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Poutre secondaire 30x40 :

$$M_{tmax} = 13,787 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(8 \times (4,65))^2}{8} = 21,62 \text{ KN.m}$$

(à l'ELS)

$$A_s = 6,88 \text{ cm}^2$$

$$h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,086 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,086 > 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 0,006 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI-4 : ferrailage des poutres principales

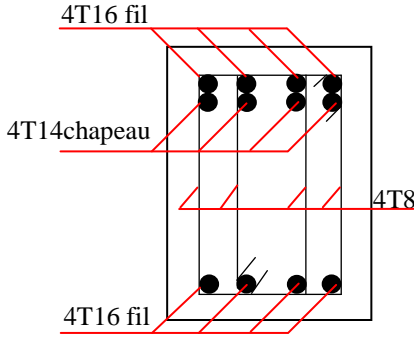
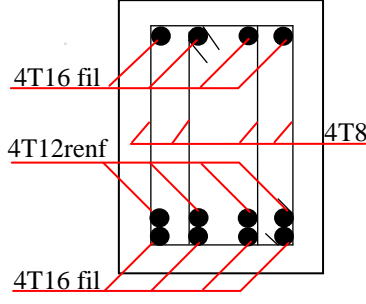
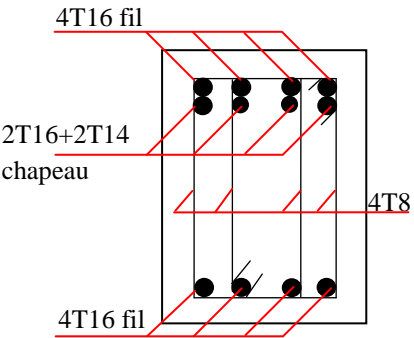
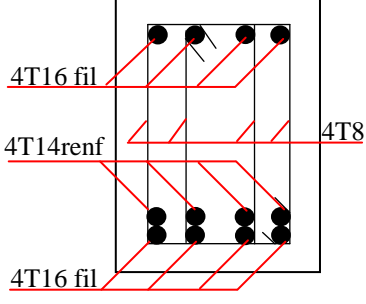
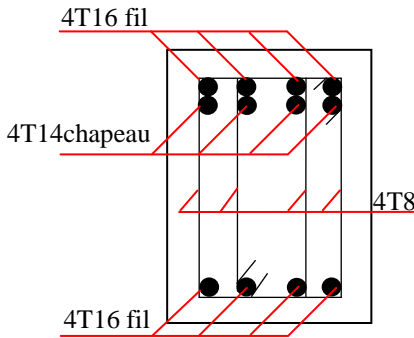
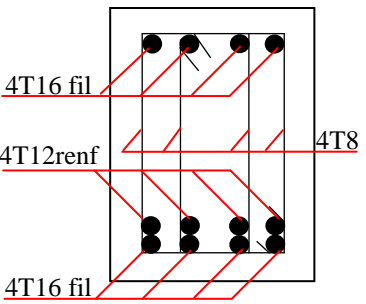
Niveaux	En appuis	En travée
RDC		
de 1 ^{er} à 8 ^{ème} Etages		
La terrasse		

Tableau VI-5:ferrailage des poutres secondaires.

Niveaux	En appuis	En travée
RDC	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam at a support (RDC). The beam is represented as a rectangle with two vertical reinforcement bars. The reinforcement details are: 3T14 fil (top and bottom longitudinal bars), 3T12chap (top and bottom lap bars), and 4T8 (two vertical bars and two horizontal lap bars).</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam in a span (RDC). The beam is represented as a rectangle with two vertical reinforcement bars. The reinforcement details are: 3T14fil (top and bottom longitudinal bars), 2T12renf (two vertical lap bars), and 4T8 (two vertical bars and two horizontal lap bars).</p>
de 1 ^{re} à 8 ^{ème} Etages	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam at a support (floors 1st to 8th). The beam is represented as a rectangle with two vertical reinforcement bars. The reinforcement details are: 3T14 fil (top and bottom longitudinal bars), 3T12chap (top and bottom lap bars), and 4T8 (two vertical bars and two horizontal lap bars).</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam in a span (floors 1st to 8th). The beam is represented as a rectangle with two vertical reinforcement bars. The reinforcement details are: 3T14fil (top and bottom longitudinal bars), 2T12renf (two vertical lap bars), and 4T8 (two vertical bars and two horizontal lap bars).</p>
La terrasse	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam at a support (terrace). The beam is represented as a rectangle with two vertical reinforcement bars. The reinforcement details are: 3T14 fil (top and bottom longitudinal bars), 3T12chap (top and bottom lap bars), and 4T8 (two vertical bars and two horizontal lap bars).</p>	<p>Diagram showing the reinforcement for a secondary beam in a span (terrace). The beam is represented as a rectangle with two vertical reinforcement bars. The reinforcement details are: 3T14fil (top and bottom longitudinal bars), 2T12renf (two vertical lap bars), and 4T8 (two vertical bars and two horizontal lap bars).</p>

VI.3. Étude des poteaux

VI.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

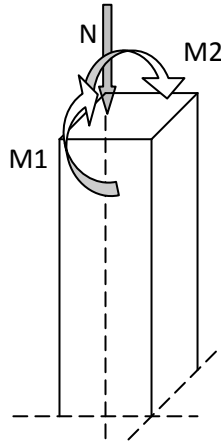


Figure VI-2: les sollicitations d'un poteau.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant max (N_{\max} ; M_{corresp}) ;
- Moment maximal et un effort normal correspondant max (M_{\max} ; N_{corresp}) ;
- Effort normal minimal avec le moment correspondant min (N_{\min} ; M_{corresp}).

- 1^{er} Genre : $1,35G + 1,5Q$

- 2^{ème} Genre : $0,8G \pm E$

$$G + Q \pm 1,2E$$

- Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

- Pour situation courante : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

VI.3.2. Les recommandations du RPA 99/2003 :

VI.3.2.1. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa

- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm 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 suivant :

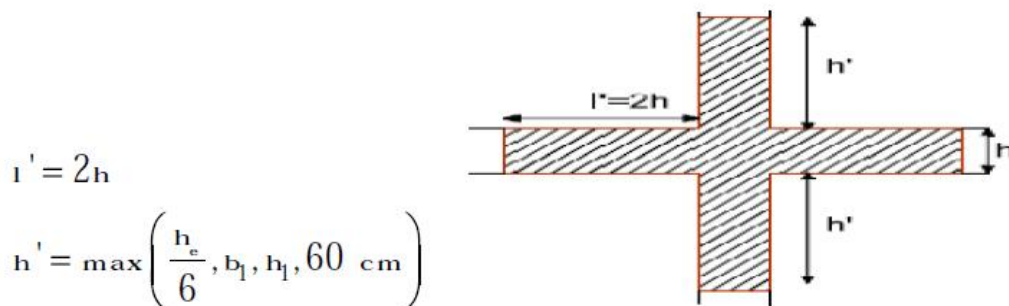


Figure VI-3 : zone nodale.

Pour notre structure, nous avons un seul type de poteaux à étudier :

-de S-sol jusqu'à 8^{ème} étage : (45×80) cm²

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-6: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
De S-sol jusqu'à 8 ^{ème} étage	(45×80)	28,8	144	216

VI.3.2.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : 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 égal à 2,5 si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire. λ

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

t: L'espace entre les armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espace est fixée comme suit pour

la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_1, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement 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 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 minimum ϕ_t ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées > 12 cm) ϕ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.3.3. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-7: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre et 1^{ème} genre.

Niveau	Combinaison	Nmax → M _{corr}		Nmin → M _{corr}		Mmax → N _{cor}		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
S-sol,RDC 8 ^{ème} étage	1 ^{er} Genre	3046,43	60,645	52,88	17,98	194,666	229,03	143,45
	2 ^{ème} Genre	4847,17	147,538	74,62	10,78	169,939	4458,01	179,78

VI.3.4. Calcul du ferrailage :

VI.3.4.1. Calcul les armatures longitudinale :

a) Données :

- Largeur du poteau b= 45 cm ;
- hauteur de la section ht = 80 cm ;
- Enrobage c = 2,5 cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus d =72 cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

b) Combinaison du 1^{ère} genre:

b.1) 1^{ère} cas :

$N_{max} = 3046,43$ KN ; $M_{corresp} = 60,645$ KN.m

- Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{60,645}{3046,43} = 0,020 \text{ m.}$$

$e = 0,020 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,80}{2} = 0,40\text{m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 3046,43 \times \left(0,72 - \frac{0,80}{2} + 0,020 \right) = 1035,78 \text{ KN.m.}$$

• **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$N_u = 3046,43 \text{ KN} < 4129,056 \text{ KN} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

$M_u = 1035,78 \text{ KN.m} < 1444,80 \text{ KN.m} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

b.2) 2^{ème} cas :

$N_{\min} = 52,88 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corresp}} = 17,98 \text{ KN.m}$

• Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17,98}{52,88} = 0,34 \text{ m.}$$

$e = 0,34 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,80}{2} = 0,40\text{m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 52,88 \times \left(0,72 - \frac{0,80}{2} + 0,34 \right) = 35 \text{ KN.m.}$$

• **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$N_u = 52,88 \text{ KN} < 4129,056 \text{ KN} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée*

$M_u = 35 \text{ KN.m} < 37,85 \text{ KN.m} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

b.3) 3^{ème} cas :

$M_{max} = 67,315 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 276,19 \text{ KN}$

- Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{67,315}{276,19} = 0,24 \text{ m.}$$

$e = 0,24 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,80}{2} = 0,4 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 276,19 \times \left(0,72 - \frac{0,8}{2} + 0,24 \right) = 154,67 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$N_u = 276,19 \text{ KN} < 4129,056 \text{ KN} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

$M_u = 154,67 \text{ KN.m} < 192,70 \text{ KN.m} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée*

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$).

c) Combinaisons du 2^{ème} genre:

c.1) 1^{ère} cas :

$N_{max} = 3329,52 \text{ KN} ; M_{corresp} = 112,072 \text{ KN.m}$

- Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{112,072}{3329,52} = 0,03 \text{ m.}$$

$e = 0,03 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,8}{2} = 0,4 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 3329,52 \times \left(0,72 - \frac{0,8}{2} + 0,03 \right) = 1165,33 \text{ KN.}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$N_u = 3329,52 \text{ KN} > 4129,056 \text{ KN} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

$M_u = 1165,33 \text{ KN.m} < 1503,02 \text{KN.m}$ *Condition vérifiée.*

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$)

c.2) 2^{ème} cas :

$N_{\min} = 74,62 \text{KN}$; $M_{\text{corresp}} = 10,078 \text{ KN.m}$

- Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10,078}{74,62} = 0,14 \text{ m.}$$

$e = 0,14 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,8}{2} = 0,4 \text{m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 74,62 \times \left(0,72 - \frac{0,8}{2} + 0,14 \right) = 34,32 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$N_u = 74,62 \text{ KN} < 4129,056 \text{KN.m}$ *Condition vérifiée.*

$M_u = 34,32 \text{KN.m} < 53,28 \text{ KN.m}$ *Condition vérifiée.*

c.3) 3^{ème} cas :

$M_{\max} = 169,939 \text{ KN.m}$; $N_{\text{corr}} = 4458,01 \text{ KN}$

- Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{169,939}{4458,01} = 0,038 \text{ m.}$$

$e = 0,038 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,80}{2} = 0,4 \text{m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 4458,01 \times \left(0,72 - \frac{0,80}{2} + 0,038 \right) = 1595,98 \text{ KN.m.}$$

- **Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h. \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$N_u = 4458,01 \text{ KN} > 4129,056 \text{ KN}$ Condition non vérifiée.

$M_u = 1595,98 \text{ KN.m} < 1606,63 \text{ KN.m}$ Condition non vérifiée

Le 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c). N_u - M_u \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{cb}$$

$$(0.72 - 0.025) \times 4458,01 - 169,939 = 2928,37$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.025}{0.72}\right) \times 0.45 \times 0.72^2 \times 18.48 \times 10^2 = 1331,56$$

$$\Rightarrow 12,76 \leq 61.36$$

La section est entièrement comprimée.

- Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{169,939 \times 10^6}{450 \times 720^2 \times 18.48} = 0.039 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,980$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{169,939 \times 10^6}{0.980 \times 720 \times 400} = 6,02 \text{ cm}^2.$$

le tableau suivant résume les calculs précédant avec les section d'armature recommandé par RPA et la section d'armatures adopté :

Tableau VI-8:Tableau récapitulatif du ferrailage de poteau.

Section (cm) ²	Combs.	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²) RPA	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(45x80)	1 ^{ère} cas	3046,43	1035,78	0	3329,52	1165,33	0	28,8	6T20+6T16 =30,91
	2 ^{ème} cas	52,88	35	0	74,62	34,32	0		
	3 ^{ème} cas	276,19	154,67	0	4458,01	1595,98	6,02		

VI.3.4.2. Calcul des armatures transversales :

a) Diamètres des armatures transversales doivent vérifiées :

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi l)$$

$$\Phi t \leq \min (22,85 ; 45 ; 12)$$

On adopte : $\Phi t = 10 \text{ mm}$

pour le calcul des armatures transversales nous utilisons la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

b) Calcul de l'espacement t :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ Soit $t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $t \leq 15 \varnothing_L = 24 \text{ cm}$ Soit $t = 20 \text{ cm}$.

Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,6}{0,45} = 5,6 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 5,6 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{20 \times 2.5 \times 179,78}{80 \times 235} = 0,74 \text{ cm}^2$$

c) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,6 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,08 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 6\phi_{10} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 13 \text{ cm}. \end{cases}$$

d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_c ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 45 / 235 = 1,15 \text{ cm}^2 < 4,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.4.3. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\begin{cases} h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \text{Max}\left(\frac{3,6}{6}; 50; 80; 60\right) = 80 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 60 = 120\text{cm} \end{cases}$$

VI.3.5. Les vérifications :**VI.3.5.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ ;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- **Exemple de calcul(RDC) :**

$$(a \times b) = (45 \times 80) \text{cm}^2$$

Suivant a :

$$\text{Longueur de flambement : } L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,52.$$

$$\text{Rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = 0,12 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,52}{0,23} \Rightarrow \lambda = 19,40 \Rightarrow \alpha = 0,8.$$

$$\text{La section réduite : } b_r = 3354 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$N_u = 0,8 \times \left(\frac{0,3354 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 30,91 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 5829,42 \text{ KN}$$

On a $N_{max} = 2741,87 \text{ KN} < N_u = 5829,42 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Les deux tableaux suivants résument les calculs pour les autres étages dans les deux directions considérées

Suivant a :

Tableau VI-9: vérification au flambement.

Étage	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u^{max} (KN)	N_u (KN)	Observation
s-sol	0,13	16,49	0,81	30,91	3354	3046,43	5902,29	Condition vérifiée
RDC	0,13	19,40	0,8	30,91	3354	2741,87	5829,42	Condition vérifiée
1 ^{ère} → 8 ^{ème}	0,13	17,40	0,8	30,91	3354	2431,26	5901,12	Condition vérifiée

VI.3.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 179,78 \text{ KN}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{179,78}{(45 \times 72)} = 0,55 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0,55 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

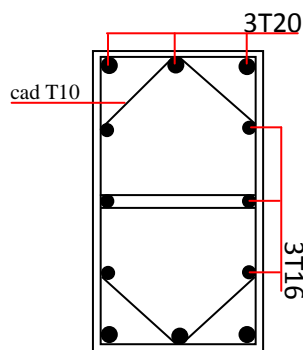


Figure VI-4: Dessin de ferrailages des sections des poteaux.

VI.4. Etude des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

VI.4.2. Les recommandations du RPA99 :

Le RPA/99/version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa(moyenne sismicité).

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton

VI.4.2.1. Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $0.2 \% \times l_t \times e$

Avec: l_t : longueur de la zone tendue ;

e : épaisseur du voile.

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

VI.4.2.2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur 10Φ

VI.4.2.3. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

VI.4.2.4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante:

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4.2.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est:

$A_{min} = 0.15 \%$ section globale du voile.

$A_{min} = 0.1 \%$ zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5e; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < e / 10$

VI.4.2.6. Longueur de recouvrement :

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons

VI.4.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

-Armatures verticales.

-Armatures horizontales.

-Armatures transversales.

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{cor} ,

• Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.

• Pour la vérification : $G + Q \pm E$.

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

VI.4.3.1. la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule de NAVIER –BERNOULLI):

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma_b}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

a) 1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{\min} = 0,15.a.L$

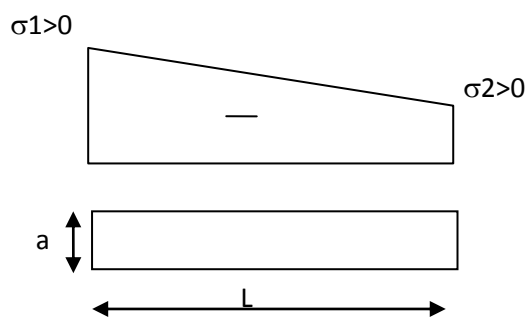


Figure VI-5:section entièrement comprimé.

b) 2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

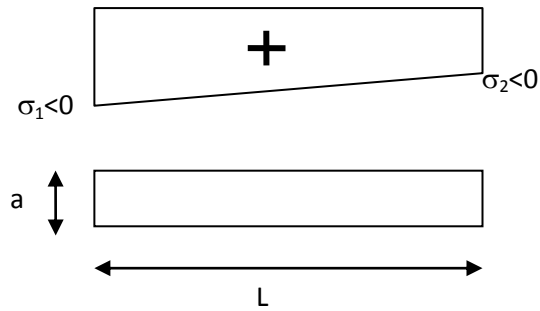


Figure VI-6: section entièrement tendue.

c) 3^{ème} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

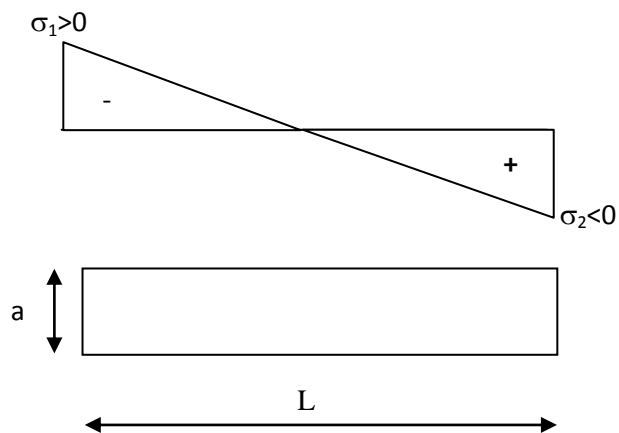


Figure VI-7: section partiellement comprimé.

VI.4.3.2. Exemple de calcul voile intermédiaire (V2) :

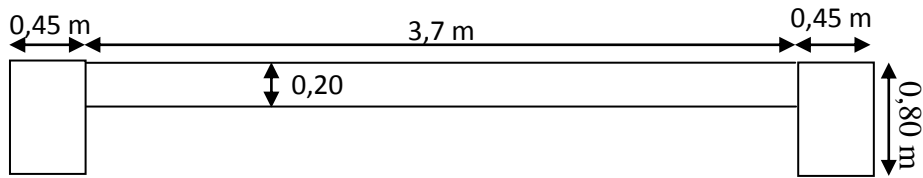


Figure VI-8:les dimensions de voile 2.

Les caractéristiques de la section :

$$A = 1,46 \text{ m}^2$$

$$I = 3,6 \text{ m}^4$$

$$V = 2,3 \text{ m}$$

a) Détermination des contraintes :

a.1) Vérification de la contrainte de compression sous: (G+Q±E) :

$$M = 4422,506 \text{ KN.m}$$

$$N = 3597,74 \text{ KN}$$

$$T = 950,4 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{3597,74 \times 10^{-3}}{1,46} + \frac{4422,506 \times 2,3 \times 10^{-3}}{3,96} = 5,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{3597,74 \times 10^{-3}}{1,46} - \frac{4422,506 \times 2,3 \times 10^{-3}}{3,96} = -0,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 5,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_2 = -0,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

a.2) les contraintes de Calcul des armatures verticales (0,8G ± E) :

$$M = 4416,547 \text{ KN.m}$$

$$N = 2587,4 \text{ KN}$$

$$T = 940,79 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2587,4 \times 10^{-3}}{1,46} + \frac{4416,547 \times 2,3 \cdot 10^{-3}}{3,96} = 4,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2587,4 \times 10^{-3}}{1,46} - \frac{4416,547 \times 2,3 \cdot 10^{-3}}{3,96} = -0,80 \text{ MPa}$$

On a : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

-Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \cdot L = \frac{|-0,8|}{|4,33| + |-0,8|} \cdot 4,6 = 0,72 \text{ m}$$

-La longueur de la zone comprimée:

$$Y = L - X = 3,88 \text{ m}$$

-Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2 \times (x - b)}{x}$$

$$\sigma_3 = \frac{-0,80 \times (0,72 - 0,45)}{0,72} = -0,3 \text{ MPa}$$

b) Détermination des armatures verticales :

b.1) Tronçon AB :

Partie Poteau :

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{0,8 + 0,3}{2} \right) \times 0,45 \times 0,80 \times 10^3 = 198 \text{ N}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{198}{400} \times 10 = 4,95 \text{ cm}^2$$

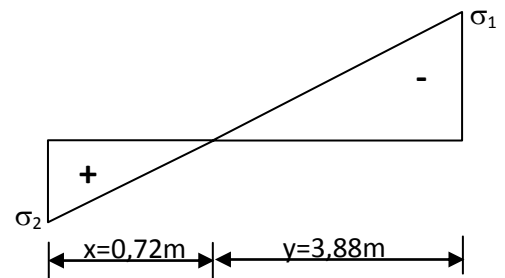


Figure VI-9: la distribution des contraintes dans le voile 2 .

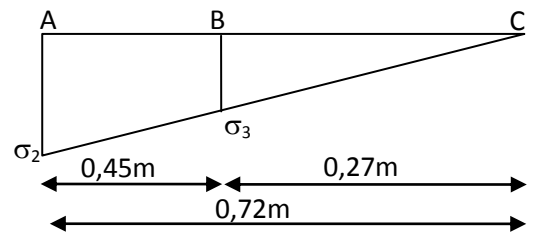


Figure VI-10: les dimensions de la zone tendue.

b.2) Tronçon BC :

La force résultante :

Partie Rectangulaire :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{0,3[(0,72 - 0,45) \times 0,20] \times 10^3}{2} = 8,1 \text{ N}$$

$$A_{v_2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{8,1}{400} \times 10 = 0,2025 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 940,79 \times 10}{400} \times \frac{0,72}{4,6} = 5,66 \text{ cm}^2$$

Section total d'armature :

$$A_T = A_{v_1} + A_{v_2} + A_{vj} = 4,95 + 0,2025 + 5,15 = 10,31 \text{ cm}^2$$

b.3) Pourcentage minimal d'armature :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_T = 10,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 72 = 2,88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b.4) Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

b.5) L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30 , 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

Donc: $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

Soit 2(**5T12**) de hauteur (**As=11,3 cm²**) avec un espacement de **15cm**.

c) Détermination des armatures horizontales :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_c \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression), } B : \text{ section du béton}$$

$$K = 1 + \frac{3(3597,74 \times 10^3 / 20 \times 266 \times 10^2)}{25} = 1,81$$

Donc : $\frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(2,75 - 0,3 \times 2,1 \times 1,81)20}{0,8 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,10 \text{ cm}$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 2,75 \text{ Mpa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(a \times 1m) = 5 \text{ cm}^2$$

Soit 2(5T10) de hauteur ($A_s=7,86\text{cm}^2$) avec un espacement de 15cm.

$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,2825 \text{ cm} \geq 0,10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'ou : $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, $h=266\text{cm}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 940,79 \times 10}{20 \times 266 \times 0,9} = 2,75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2,75 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

e) Les armatures de coutures :

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m²**.

f) Disposition des armatures:

Le tableau suivant résumé le calcul de chaque voile de la structure :

Tableau VI-10: Tableau récapitulatif des ferrillages des voiles

voile	comb	Les efforts(M ,N,T)		Les contraintes (MPa)			F _t (N)	A _v (cm ²)	A _{vi} (cm ²)	A _{total} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
				σ ₁	σ ₂	σ ₃					
V1	G+Q+E	M	852,192	13,35	-3,6	/	/	/	/	/	/
		N	3004,39								
		T	176,37								
	0.8G+Q	M	845,136	12,15	-4,73	-0,47	938,90	23,47	1,92	25,39	26,7
		N	2300,86								
		T	174,45								
V2	G+Q+E	M	4422,506	5,29	-0,10	/	/	/	/	/	/
		N	3597,74								
		T	950,4								
	0.8G+Q	M	4416,47	4,33	-0,80	-0,30	206,1	5,152	5,66	10,78	11,3
		N	2587,4								
		T	940,79								
V3	G+Q+E	M	3363,631	12,23	-1,74	/	/	/	/	/	/
		N	3990,26								
		T	972,17								
	0.8G+Q	M	3362,268	11,37	-2,60	-1,86	182,14	4,555	6,96	11,52	13,58
		N	3336,12								
		T	969,45								
V4	G+Q+E	M	47909,819	12,10	-6,70	/	/	/	/	/	/
		N	6972,53								
		T	2778,85								
	0.8G+Q	M	46079,85	11,08	-6,90	-4,15	3275,5	32,16	10,71	42,87	46,18
		N	5466,44								
		T	2774,72								
V5	G+Q+E	M	498,785	12,16	4,04	/	/	/	/	/	/
		N	4457,48								
		T	242,12								
	0.8G+Q	M	508,325	10,64	2,37	/	/	4,6	8,03	12,62	13,35
		N	3548,69								
		T	208,69								
V6	G+Q+E	M	1320,986	12,64	2,51	/	/	/	/	/	/
		N	5380,25								
		T	442,986								
	0.8G+Q	M	1318,109	11,65	1,55	/	/	4,11	8,85	12,96	13,35
		N	4689,75								
		T	415,75								

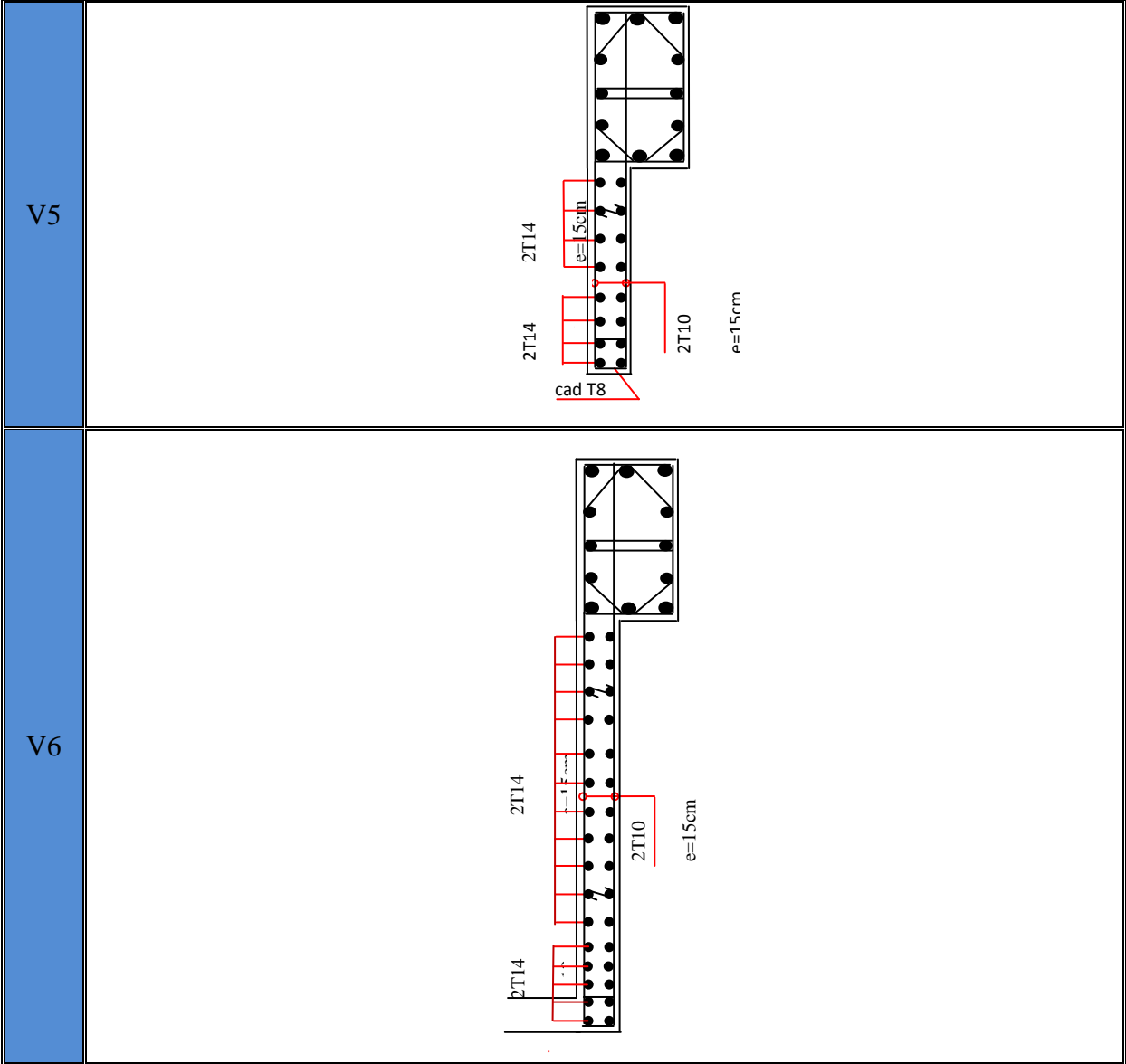
Remarque :

Les trumeaux V1 et V5 ce sont des voiles liés aux poteaux d'une cotée et libres d'autre cotée ce qu'il présente un point critique qu'il doit renforcer (concentration du ferrillage).

Le tableau suivant donne les détails de la disposition des armatures de chaque voile :

Tableau VI-11:schéma de ferrailage des voiles.

voie	Schéma de ferrailage
V1	
V2	
V3	
V4	



VII. Etude d'infrastructure

VII.1. Voile périphérique (sous-sol) :

VII.1.1. Introduction :

Le voile périphérique est un mur en BA qui entoure tout le bâtiment (boîte de rigidités) et assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble.

On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts, il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction, Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- Epaisseur supérieur ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VII.1.2. Dimensionnement du voile périphérique :

Hauteur du voile $H = 3,06$ m

La longueur $L = 7,25$ m

On prend une épaisseur de 20 cm (même épaisseur du voile de contreventement).

VII.1.3. Caractéristiques du sol :

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18$ KN/m²

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 24^\circ$

VII.1.4. Calcul des pousses :

a) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

D'où $Q = 2,5$ KN/m²

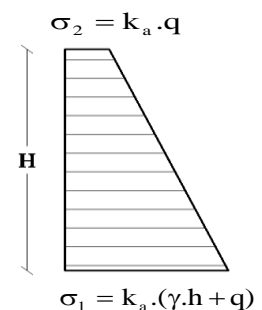
b) Les deux pousses exercées à la face du voile sont calculé avec

Une majoration par coefficient de poussée k_a .

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(33^\circ) = 0,42$$



a.1) Calcul de la poussée des terres (P_1) :

$$P_1 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} P_1 : \text{pousse des terres} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{array} \right.$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,42 \times 18 \times 9,36 = 35,39 \text{KN/m}^2$$

a.2) Calcul de la poussée due à la surcharge (P₂):

Le diagramme des pressions correspondant à P₂ est alors un rectangle de hauteur h et de base K_a' · q, et la résultante P₂ passe au milieu de la hauteur du mur

$$P_2 = K_a' \cdot q \cdot h = 0,42 \times 2,5 \times 3,06 = 3,21 \text{ KN /m}$$

VII.1.5. Charge totale à L'ELU :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5P_2 = 1,35 \times 35,39 + 1,5 \times 3,21$$

$$Q = 52,59 \text{ KN/ml.}$$

VII.1.6. Ferrailage de voile périphérique :

$$L_x = 3,06\text{m}; L_y = 7,25\text{m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{7,25} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,42 \\ \nu = 0 \end{array} \right. (\text{ELU}) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1075 \\ \mu_y = 0,2500 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = 0,1075 \times 52,59 \times (3,06)^2 = 52,94 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,2500 \times 52,94 = 13,23 \text{KN.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{ox} = 0,85 \times 52,94 = 45 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 13,23 = 11,24 \text{KN.m}$$

Les valeurs des moments en appuis sont :

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 52,94 = 26,47 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_{oy} = 0,5 \times 13,23 = 6,615 \text{KN.m}$$

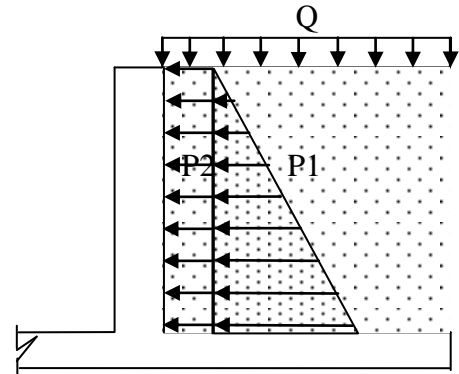


Figure VII-1: schéma de voile périphérique.

a) Calcul du Ferrailage :

$$h = 20\text{cm}; b = 100\text{cm}; d = 0,9 \cdot h = 18\text{cm}; f_{bc} = 14,17\text{MPa}; \sigma_s = 348\text{MPa.}$$

a.1) Sens (x) :

- En travée :

$$M_{tx} = 45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{45 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,17} = 0,098 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,108 \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45 \times 10^6}{0,948 \times 180 \times 348} = 7,57 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$M_{ax} = 26,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,47 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,17} = 0,058 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26,47 \times 10^6}{0,970 \times 180 \times 348} = 4,35 \text{ cm}^2$$

a.2) Sens (y) :

- En travée :

$$M_{ty} = 11,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,24 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,24 \times 10^6}{0,988 \times 180 \times 348} = 1,801 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

$$M_{ay} = 6,615 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,615 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,615 \times 10^6}{0,992 \times 180 \times 348} = 1,06 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité :

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml. (les deux sens)}$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

sens (y):

$$A_{y \min} = 0,8 \cdot h_0 = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

sens (x):

$$A_{x \min} = A_{y \min} \cdot \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \times \left(\frac{3 - 0,42}{2} \right) = 2,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\text{RPA99}}, A_{\text{min B.A.E.L.91}} \right\}$$

Tableau VII-1: le ferrailage minimal selon BAEL et RPA

Le sens	Position	Condition de non fragilité		A calculée (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)
		RPA 99	BAEL 91		
Sens x	Travée	2,00	2,06	7,57	7,57
	Appuis	2,00	2,06	4,35	4,35
Sens y	Travée	2,00	1,6	1,81	2,00
	Appuis	2,00	1,6	1,06	2,00

c) Espacement :

sens (x):

$$S_{tx} \leq \min(2 \times h_0; 25 \text{ cm})$$

$$S_{tx} \leq \min(2 \times 20; 25 \text{ cm}) = \min(40; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

sens (y):

$$S_{ty} \leq \min(2 \times h_0; 25 \text{ cm})$$

$$S_{ty} \leq \min(2 \times 20; 25 \text{ cm}) = \min(40; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Tableau VII-2: Tableau récapitulatif de voile périphérique.

Le sens	Position	A adoptée (cm ² /ml)	Le choix	A _s (cm ² /ml)	Espacement (cm)
Sens x	Travée	7,57	7T12	7,92	15
	Appuis	4,35	7T12	7,92	10
Sens y	Travée	2,00	4T10	3,93	20
	Appuis	2,00	4T10	3,93	20

Remarque : le ferrailage des voiles périphériques se compose de deux nappes symétriques dans les deux sens pour ce raison on adoptons le même ferrailage dans les deux positions mais avec un espacement différent

VII.1.7. Les vérifications :

VII.1.7.1. Vérification de l'effort tranchant :

- la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.

- la contrainte tangente vérifie :

$$\tau_u \leq \tau_{ulim}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{66,50 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } V_{max} = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 52,59 \times \frac{3,06}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,42}{2}} = 66,50 \text{ KN}$$

$$\tau_{ulim} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \tau_{ulim} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures d'âme ne sont pas nécessaire.

VII.1.7.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{ser} = P_1 + P_2 = 35,39 + 3,21 = 38,6 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 0,42 \\ v = 0,2 \end{cases} \text{ (ELU)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1098 \\ \mu_y = 0,3000 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,1098 \times 38,6 \times (3,06)^2 = 39,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,3000 \times 38,6 = 11,90 \text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{ox} = 0,85 \times 39,68 = 33,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy0} = 0,85 \times 11,90 = 10,12 \text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments en appuis sont :

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 39,68 = 19,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_{oy0} = 0,5 \times 11,90 = 5,95 \text{ KN.m}$$

Tableau VII-3: vérification des contraintes à ELS.

Le sens	Position	A _s (cm ² /ml)	M _{ser}	Y ₁	I	K	σ _{bc}	σ _{st}	Obser
Sens x	Travée	7,92	33,73	5,460	24107,20	1,40	7,64	90,09	vérifier
	Appuis	4,52	19,84	5,460	24107,20	0,82	4,50	154,8	vérifier
Sens y	Travée	3,93	10,12	4,055	13686,14	0,74	3,001	154,6	vérifier
	Appuis	3,93	5,95	4,055	13686,14	0,43	1,76	90,94	vérifier

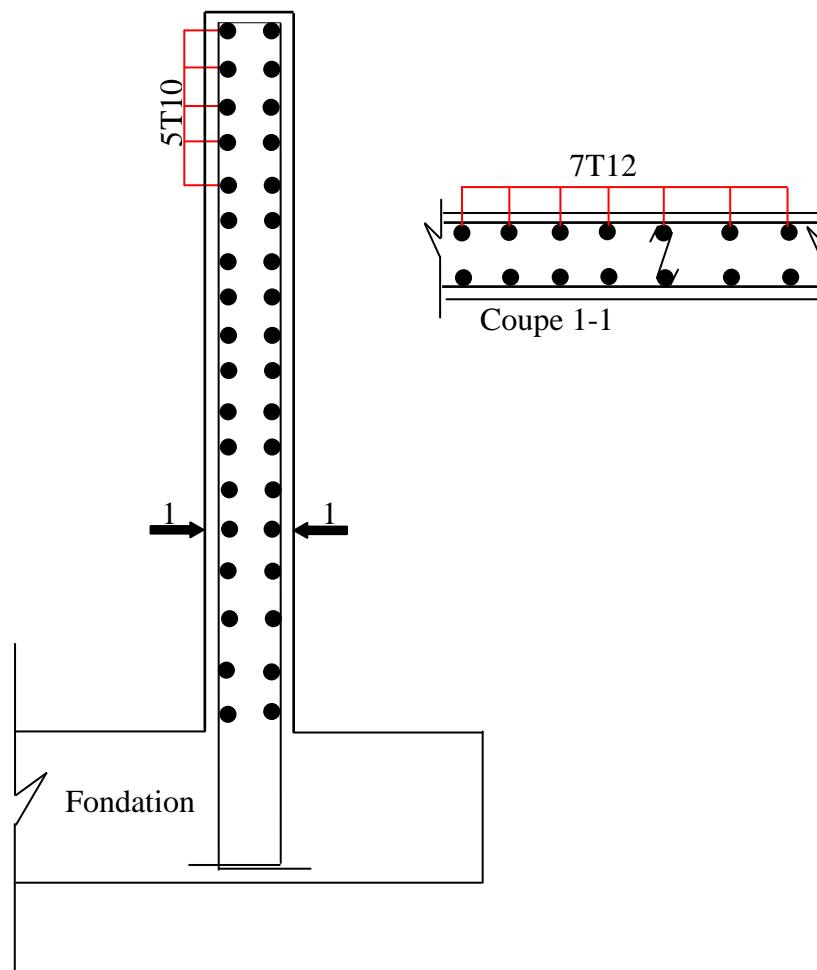


Figure VII-2 : Ferrailage du voile périphérique

VII.2. Fondations

VII.2.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur de 3 m.

VII.2.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

D'après le DTR BC.2.33.1

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

VII.2.4. Etude des fondations

VII.2.4.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux étant de sections rectangulaires, on choisit des semelles rectangulaires

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

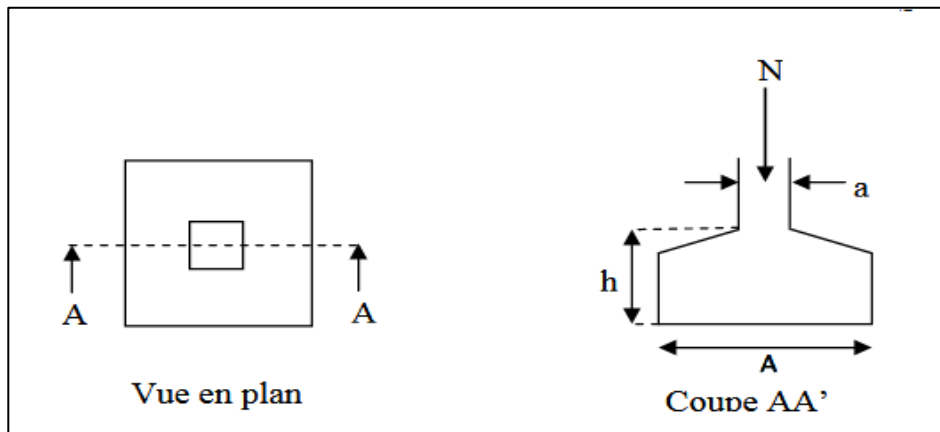


Figure VII-3 : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le ETABSE9.6.0

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire $(a \times b)$ cm²

$$N_s = 2952,04 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2952,04}{150}} = 4,44 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est 3,5 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas

VII.2.4.2. Vérification des semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

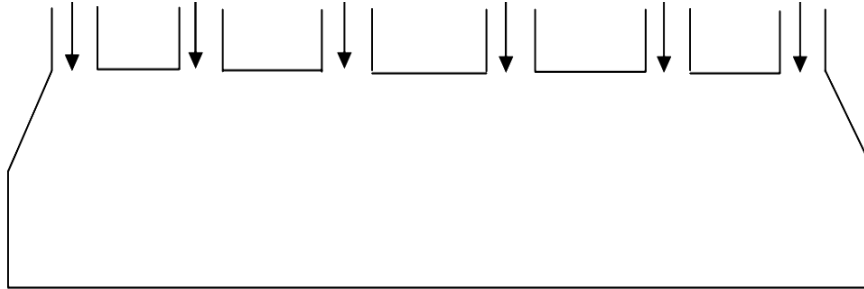


Figure VII-4:Schéma d'une Semelle filante.

$$B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec :}$$

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle

L: Longueur de la file considérée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens x- :

Tableau VII-4 : largeur de la semelle filante sens x-x.

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)
A	1957,53	9,3	1,40	1,5
B	6644,16	23,8	1,86	1,9
C	8754,86	23,8	2,45	2,5
D	8325,86	23,8	2,33	2,4
E	8335,75	23,8	2,33	2,4
F	8764,2	23,8	2,45	2,5
G	6640,58	23,8	1,86	1,9
H	1939,48	9,3	1,39	1,4

on prend la valeur maximale de la largeur B :

B=2,5 m

Sens x-x :

Tableau VII-5: largeur de la semelle filante sens y-y.

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)
A	10738,48	21,4	3,35	3,4
B	9870,62	28,43	2,31	2,4
C	10332,39	28,43	2,42	2,5
D	9688,3	28,43	2,27	2,3
E	10732,63	21,4	3,34	3,5

On prend la valeur maximale de la largeur B :

$$B=3,4 \text{ m}$$

pour réaliser les fondations avec des semelles filantes, la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$.

Surface totale des semelles :

Tand que pour des voiles dans les deux sens il est obligé de réaliser des semelles filantes croisées et après on calcule la surface des semelles on prend une longueur de débordement de 60cm :

$$S_s=651,385 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_b=672,35 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{651,385}{672,35} = 0,96$$

Donc $95\% > 50\%$

Le rapport entre les surfaces des semelles avec la surface de bâtiment est supérieur 50% avec l'entraxe minimal des poteaux est de 3,5 m, on remarque qu'il va avoir un

Chevauchement entre les semelles donc ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VII.2.4.3. 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.

Les charges transmises au sol sont importantes.

Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

VII.2.5. Etude du Radier général:**VII.2.5.1. Pré dimensionnement**

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^5 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^5 Q_i$$

Avec G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

VII.2.5.2. Combinaison d'actions :

à L'E.L.U: $N_u = 52538,373 \text{ KN}$

à L'E.L.S: $N_{ser} = 38007,528 \text{ KN}$

VII.2.5.3. Surface minimale du radier :

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{38007,528}{150} = 253,3 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 608,21 \text{ m}^2 > S_{rad} = 253,3 \text{ m}^2$$

Pour notre projet, si on prend un débord de 60 cm :

$$S_r = S_{bat} + 2D(x + y)$$

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_r = 608,21 + 2 \times 0,6 \times 106,9$$

$$S_r = 672,35 \text{ m}^2$$

VII.2.5.4. Épaisseur du radier (h):

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

a) Critère de rigidité :

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

avec : $L = 725 \text{ cm}$

$$29 \text{ cm} \leq d \leq 36,75 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

b) Critère de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \cdot f_{c28} \cdot b}$$

Avec: V_u est l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{(Q_u \times L)}{2} = \frac{1 \text{ m} \times \left(\frac{N_u}{S} \right) \times L}{2} = \frac{1 \times \left(\frac{52538,373}{672,35} \right) \times 7,25}{2} = 283,26 \text{ KN/ml}$$

$$d \geq \frac{28,326 \times 10^2}{0,006 \times 25 \times 100} = 18,88 \dots \dots \dots (2)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 36,25 \text{ cm}$

Donc : $h \geq d + c = 36,25 + 5 = 41,25 \text{ cm}$

On prend : **$h = 45 \text{ cm}$; $d = 40 \text{ cm}$.**

VII.2.5.5. Dimensionnement des poutres de libage :

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

a) Hauteur de nervure :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 80,55 \text{ cm} \leq h \leq 120,83 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : **$h = 120 \text{ cm}$, $d = 114 \text{ cm}$.**

b) Largeur de la nervure

Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{725}{10} = 72,5 \text{ cm}$$

$b = 80 \text{ cm}$

c) Conclusion

- Radier :

$h = 45 \text{ cm}$; $d = 40 \text{ cm}$.

- poutre libages :

$b = 80 \text{ cm}$

$d = 114 \text{ cm}$

$h=120\text{cm}$

VII.2.5.6. Vérification des contraintes :

a) Poids propre du radier :

En tenant compte du poids propre du radier et poutre libage :

$$\text{dalle de radier : } G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r) = 25 \times (0,45 \times 672,35) = 7563,94 \text{ KN}$$

$$\text{poutre de libage : } G_{\text{nervure}} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 25 \times ((1,20 - 0,45) \times 0,8 \times 312,45) = 4686,75 \text{ KN}$$

b) Charge d'exploitation du sous-sol :

$$Q_{\text{sous-sol}} = Q \times S = 5 \times 608,21 = 3041,05 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}_T} = N_{\text{ser}} + G_{\text{rad}} + G_{\text{nervure}} + Q_{\text{sous-sol}} = 38007,528 + 7563,94 + 4686,75 + 3041,05 = 53299,268 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}_T}}{S_{\text{rad}}} = \frac{53299,268}{672,35} = 79,27 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2 = 1,5 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,80(1,2)^3}{12} = 0,1152 \text{ m}^4$

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164190 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,80\text{m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 40 \text{ t/m}^3 = 400 \text{ KN/m}^3$ (il nous faut rapport à l'unité de surface)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164190 \times 0,1152}{400 \times 0,80}} = 14,74 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 7,25 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 23,04 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre axe des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

d) Contrainte résultante de calcul :

Evaluation des charges pour le calcul du radier:

$$N_{u,T} = N_u + 1,35(G_{\text{rad}} + G_{\text{nervure}}) + 1,5(Q_{\text{sous-sol}})$$

$$N_{u,T} = 52538,373 + 1,35(7563,94 + 4686,75) + 1,5 \times 3041,05 = 73638,38 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{u,T}}{S_{\text{rad}}} = \frac{73638,38}{672,35} = 109,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \cdot h = 25 \times 0,45 = 11,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{rad}} = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{rad}} = 109,52 - 11,25 = 98,27 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$q_u = 98,27 \text{ KN/m}^2$$

VII.2.5.7. Ferrailage du radier:

a) Ferrailage de la dalle :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

- **1^{ère} cas :**

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4$ La dalle portante suivant les deux directions

Les moments sont données par

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

- **Moment en travée:**

$$M_t = 0.85 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \dots \dots \dots \text{Panneau intermédiaire}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_t = 0.4 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis de rive}$$

$$M_t = 0.5 M_0 \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaire}$$

- **2^{ème} cas :**

Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable la figure expriment la décomposition des panneaux sur la surface de radier :

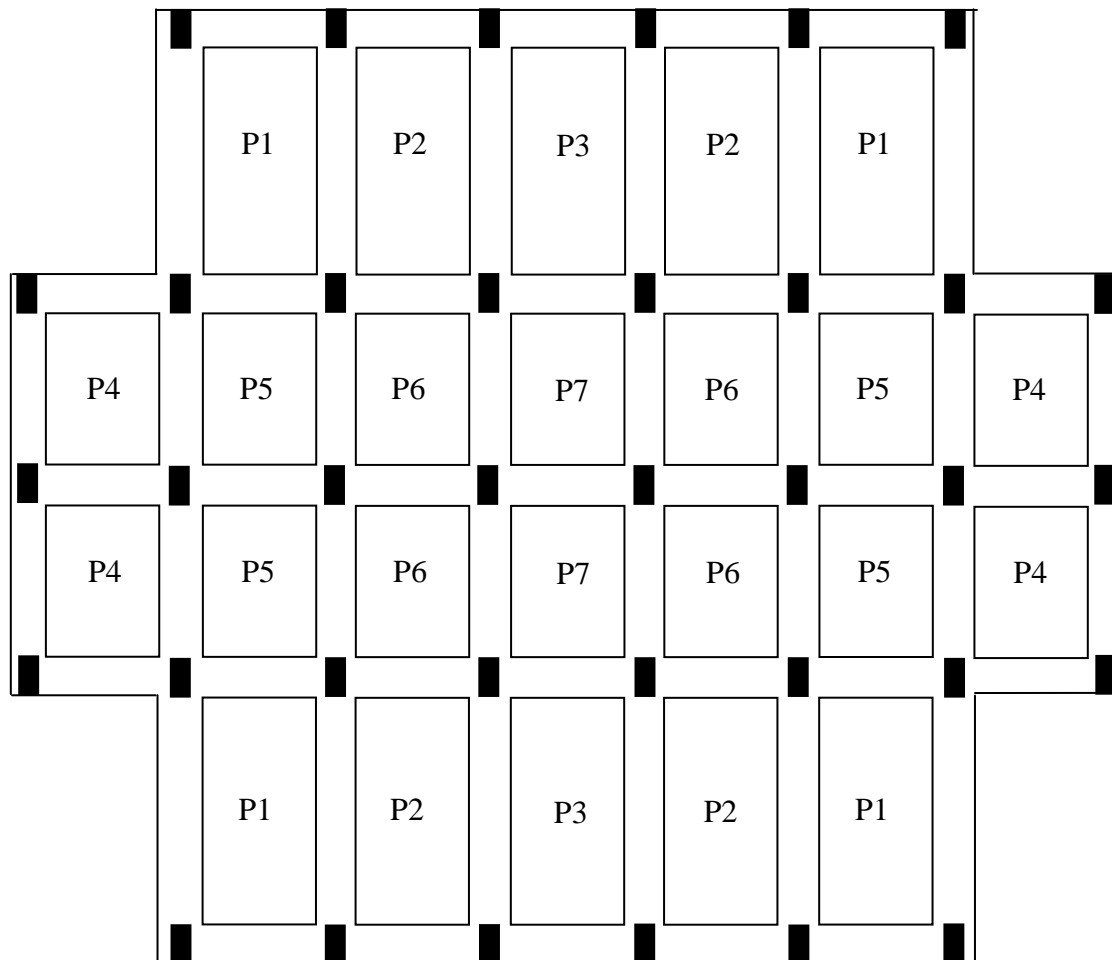


Figure VII-5: Panneaux du radier.

a.1) Détermination des efforts :

$$L_x = 4,65 - 0,8 = 3,85 \text{ m}$$

$$L_y = 7,25 - 0,8 = 6,45 \text{ m}$$

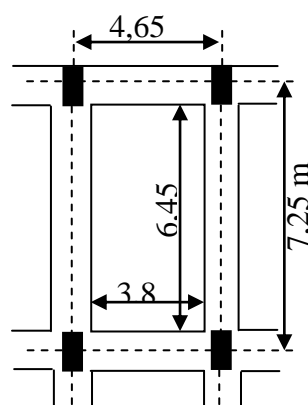


Figure VII-6 : Schéma du panneau le plus défavorable.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,85}{6,45} = 0,6 > 0,4 \text{ La dalle qui est appuyée sur quatre cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \cdot \mu_y$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha=0,6 \\ \nu=0 \end{cases} \text{ (E.L.U)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x=0.0822 \\ \mu_y=0.2948 \end{cases}$$

$$M_{om} = 0.0822 \times 98,27 \times (3.85)^2 = 119,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 119.73 \times 0.2948 = 35,30 \text{ KN.m}$$

Tableau VII-6 : les valeurs de moment de panneau plus sollicité à ELU.

Lx (m)	Ly (m)	α	Sens(x)			Sens(y)		
			M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _y (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
3.85	6.45	0.6	119,73	89,80	41,90	35,30	30,005	17,65

a.2) Calcul des armatures

- Sens (x)

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{89,80 \times 10^6}{1000 \times 405^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_1 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{89,80 \times 10^6}{0,980 \times 405 \times 348} = 6,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,90 \times 10^6}{1000 \times 405^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,90 \times 10^6}{0,990 \times 405 \times 348} = 3,001 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens (y) :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30,005 \times 10^6}{1000 \times 405^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30,005 \times 10^6}{0,983 \times 36 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,65 \times 10^6}{1000 \times 405^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,65 \times 10^4}{0,996 \times 405 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

D'après R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 45 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml. (les deux sens)}$$

Et d'après B.A.E.L.91 on a :

Sens (y) :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,45 = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens (x) :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 3,6 \times \left(\frac{3-0,6}{2}\right) = 4,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\text{RPA99}}, A_{\text{min B.A.E.L.91}} \right\}$$

Tableau VII-7: le ferrailage minimal selon BAEL et RPA

Le sens	Position	Condition de non fragilité		A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)
		RPA 99	BAEL 91		
Sens x	Travée	4,5	4,32	6,50	6,50
	Appuis	4,5	4,32	3,001	4,32
Sens y	Travée	4,5	3,6	2,14	4,5
	Appuis	4,5	3,6	1,25	4,5

Remarque : la disposition des armatures de radier se composent deux nappes symétrique supérieur et inférieur dans les deux sens.

- **Espacement**

Sens (x)

$$S_{tx} \leq \min (2 \cdot h_0 ; 25\text{cm})$$

$$\text{Donc : } S_{tx} \leq \min (2 \times 45 ; 25\text{cm}) = \min (90 ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

Sens (y)

$$S_{tx} \leq \min (2 \cdot h_0 ; 25\text{cm})$$

Donc : $S_{lx} \leq \min(2 \times 45; 25\text{cm}) = \min(90; 25\text{cm}) = 25\text{ cm}$

Le tableau suivant le ferrailage de la dalle de radier

Tableau VII-8 : Tableau récapitulatif de la dalle du radier.

Le sens	Position	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2/ml)	Le choix	A_s (cm^2/ml)	Espacement (cm)
Sens x	Travée	6,50	6T14	9,24	15
	Appuis	4,32	6T12	6,79	10
Sens y	Travée	4,5	6T14	9,24	20
	Appuis	4,5	6T12	6,79	20

a.3) Les Vérifications :

- **Vérification de l'effort tranchant :**

- la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.

- la contrainte tangente vérifie :

$$\tau_u \leq \tau_u \text{ limit}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{177,30 \times 10^3}{1000 \times 405} = 0,43 \text{ Mpa}$$

$$V_{\text{max}} = q \times u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 119,73 \times \frac{3,85}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,60}{2}} = 177,30 \text{ KN.}$$

$$\tau_u \text{ limit} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} \leq \tau_u \text{ limit} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc les armatures d'âme pas nécessaire.

- **Vérification des contraintes à L'E.L.S :**

$$q_{\text{ser}} = 79,27 - 11,25 = 68,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,60 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,087 \\ \mu_y = 0,7056 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0087 \times 68,02 \times (3,85)^2 = 88,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,7056 \times 88,01 = 62,10 \text{ KN.m}$$

Tableau VII-9: les valeurs de moment de panneau plus sollicité à ELS.

Lx (m)	Ly (m)	α	Sens(x)			Sens(y)		
			M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_y (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
3.85	6.45	0.6	88,01	66,01	30,80	62,10	52,785	31,05

Tableau VII-10:vérification des contraintes à ELS.

Le sens	Position	A s (cm ² /ml)	M ser	Y1	I	K	σ_{bc}	σ_{st}	Obser
Sens x	Travée	9,24	66,01	9,30	161730,68	0,41	3,80	191,01	vérifier
	Appuis	6,79	30,80	8,12	124632,32	0,25	2	119,56	vérifier
Sens y	Travée	9,24	52,785	9,30	161730,68	0,33	3,03	152,74	vérifier
	Appuis	6,79	31,05	8,12	124632,32	0,25	2,02	121,01	vérifier

- **Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r \quad \text{Avec :}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

$$W_{bat} + W_{rad} = 70025,438 + 15291,74 = 85317,178 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1,5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure (h =1,2 m)

S_r : Surface du radier ($S_r = 672,35 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = (1,5)(10)(1,20)(672,35) = 12102,3 \text{ KN}$$

$$12102,3 \text{ KN} < 85317,178 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

- **Vérification de poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a le voile (V4) de longueur 3,85 m

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times f_c \times 28$$

N_u : charge de calcul à l'ELU

$$N_u = \frac{N_u}{L} \quad \text{avec: } L = 3,85 \text{ m}$$

$$N_u = 3603,03 = 3,603 \text{ MN}$$

$$N_u/ml = 3,603/3,85 = 0,93 \text{ MN/ml.}$$

U_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$u_c = 2(a+b+2h_r)$$

a et b : les dimensions de voile ;

h_r : L'épaisseur de radier

$$u_c = 2(0,20+3,85+2 \times 0,45) = 9,9 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28}/\gamma_b = 3,34 \text{ MN/ml} \quad (\text{C. B. A art A. 5. 2. 4. 3})$$

$$N_u/ml = 0,95 \text{ MN} < 3,34 \text{ MN}$$

b) Ferrailage des poutres de libages :

Dans le cas où la dalle travaille en deux sens la transmission des charges et surcharges aux poutres se fait selon la ligne de rupture représenté par des lignes discontinues suivant un angle de 90° d'où chaque poutre reprend la charge de surface au voisinage. Les poutres libage sont considérées comme des poutres continues et les sollicitations de calcul sont évaluées par la méthode de RDM (la méthode des lignes de rupture) ou Le rapport $\alpha = L_x / L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

La figure suivant nous montre la répartition de lignes d'influence sur les panneaux de radier :

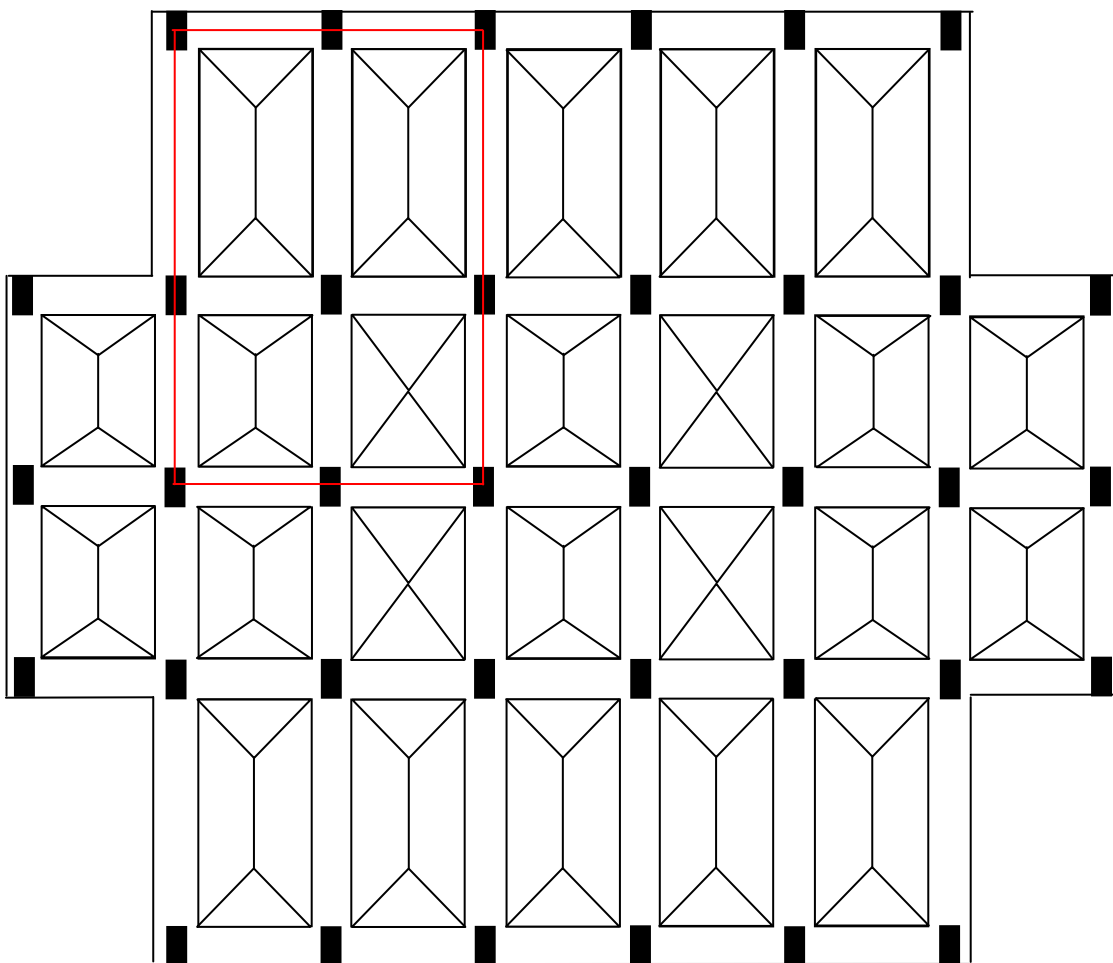


Figure VII-7: la division des panneaux de radier selon les lignes d'influence.

Remarque : généralement on prend les panneaux autour du poteau plus sollicité et on calcul les charges dus à la poutre de libage dans les deux sens longitudinale et transversal.

b.1) Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts de calcul pour ferrillage de poutre on prend les panneaux autour le poteau plus sollicité avec les dimensions des panneaux est entre nus comme montre la figure suivante :

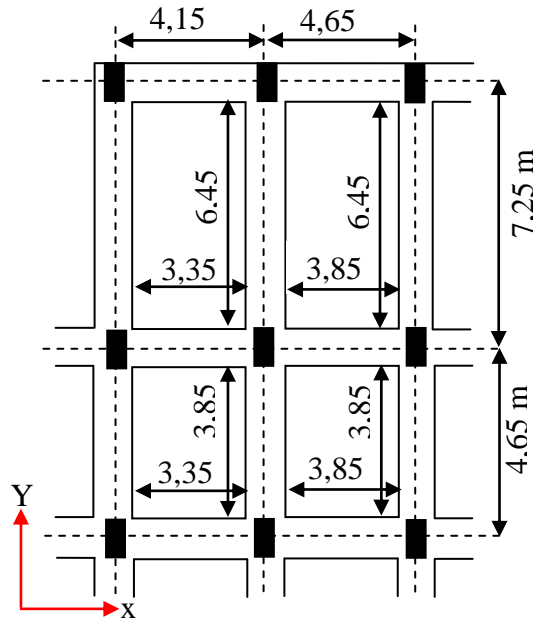


Figure VII-8:les panneaux autour le poteau plus sollicité.

Pour le calcul des sollicitations on doit calculer la charge équivalente correspondante a l'élément qui est dans ce cas de forme trapézoïdale donc selon BAEL 91 :

- charge trapézoïdale :

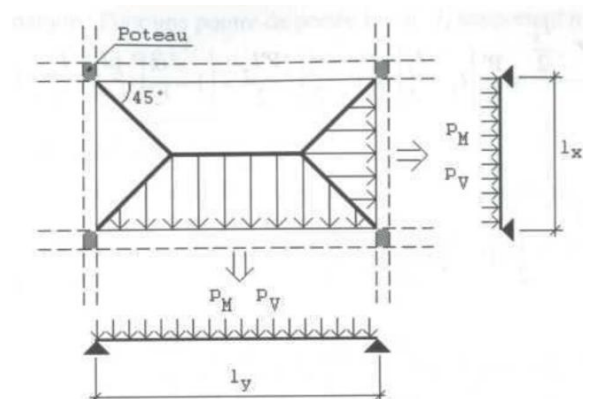
$$P_M = \left[\left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \cdot \frac{q \cdot L_x}{2} \right]$$

$$P_V = \left[\left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \cdot \frac{q \cdot L_x}{2} \right]$$

- charge triangulaire :

$$P_M = \left(\frac{q \cdot L_x}{3} \right)$$

$$P_V = \left(\frac{q \cdot L_x}{4} \right)$$



P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence que la charge apportée par la dalle.

P_V : produisant le même effort tranchant sur appui de la poutre de référence que la charge apportée par la dalle

- **Sens longitudinal (y) :**

Pour deux panneaux on additionne les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux

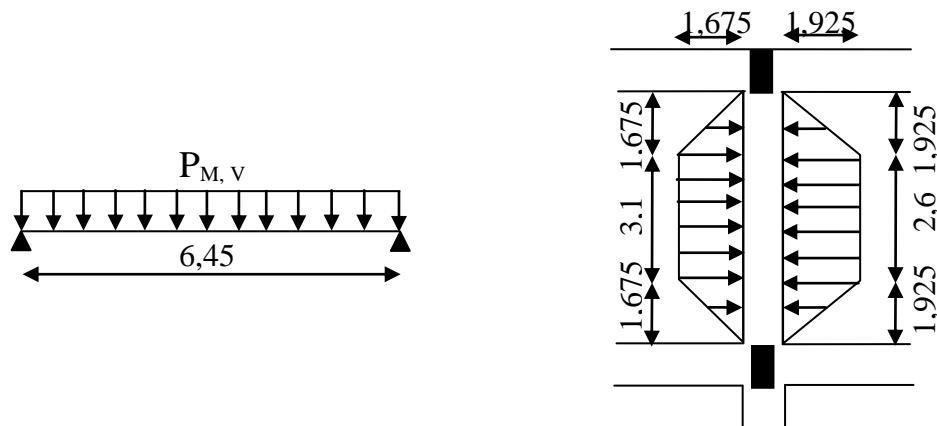


Figure VII-9: la charge équivalente sens longitudinal(y).

$$p_M = \left[\left(1 - \frac{0,6^2}{3} \right) \cdot \frac{98,27 \times 3,85}{2} \right] + \left[\left(1 - \frac{0,52^2}{3} \right) \cdot \frac{98,27 \times 3,35}{2} \right]$$

$$p_M = 324,16 \text{KN}$$

$$p_V = \left[\left(1 - \frac{0,6}{2} \right) \cdot \frac{98,27 \times 3,85}{2} \right] + \left[\left(1 - \frac{0,52}{2} \right) \cdot \frac{98,27 \times 3,35}{2} \right]$$

$$p_V = 254,21 \text{KN}$$

$$M_0 = \frac{P_M \cdot L^2}{8} = \frac{324,16 \times (6,45)^2}{8} = 1685,73 \text{KN.m}$$

- **Sens transversal (x) :**

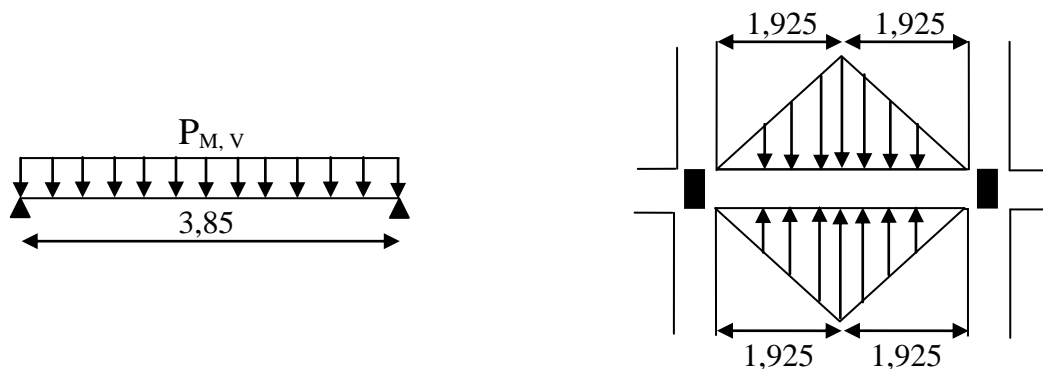


Figure VII-10: la charge équivalente Sens transversal (x).

$$p_M = \left(\frac{98,27 \times 3,85}{3} \right) = 126,11 \text{ KN}$$

$$p_V = \left(\frac{98,27 \times 3,85}{4} \right) = 94,58 \text{ KN}$$

Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_M \cdot L^2}{8} = \frac{126,11 \times (3,85)^2}{8} = 233,66 \text{ KN.m}$$

b.2) Calcul du ferrailage :

$h = 120 \text{ cm}$; $b = 80 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h = 108 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

- Sens longitudinal (y) :

En travée :

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 1685,73 = 1432,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1432,87 \times 10^6}{800 \times 1080^2 \times 14,17} = 0,108 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,108 \Rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1432,87 \times 10^6}{0,942 \times 1080 \times 348} = 40,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : } 8\text{T}20 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : } 4\text{T}16 \Rightarrow A = 57,29 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : } 4\text{T}16 \end{cases}$$

Sur appuis

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_0 = 0,5 \times 1685,73 = 842,865 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{842,865 \times 10^6}{800 \times 1080^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{842,865 \times 10^6}{0,967 \times 1080 \times 348} = 23,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : } 8\text{T}20 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : } 4\text{T}16 \Rightarrow A = 41,21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Sens transversal (x) :

En travée :

$$M_{ty} = 0,85.M_0 = 0,85 \times 233,66 = 198,611 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{198,611 \times 10^6}{800 \times 1080^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{198,611 \times 10^6}{0,992 \times 1080 \times 348} = 5,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 8T14} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \end{cases} \Rightarrow A = 21,37 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$M_{ay} = 0,5.M_0 = 0,85 \times 233,66 = 116,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{116,83 \times 10^6}{800 \times 1080^2 \times 14,17} = 0,108 < \mu_1 = 0,008 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{116,83 \times 10^6}{0,996 \times 1080 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \{ \text{un lit : 8T14} \Rightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = P_V \frac{L_Y}{2} = 254,71 \frac{6,450}{2} = 821,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{821,44 \cdot 10^3}{800 \times 1200} = 0,85 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b.3) Armatures de peau :

Ce sont des armatures réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h)$$

$$\text{Donc : } A_{sp} = 3 \times 2 \times (0,80 + 1,20) = 12 \text{ cm}^2$$

Pour une poutre de section $(b_0 \times h) = (0,80 \times 1,20) \text{ m}^2$, on a :

Soit : $8T14 A_s = 12,32 \text{ cm}^2$

b.4) Armatures transversales

- **Diamètre :**

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(35; 20; 45) = 20 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(30; 24) = 24 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}}{0,8 f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0 S_t}{0,8 f_e} = \frac{(0,85 - 0,3 \times 2,1) \times 80 \times 15}{0,8 \times 400} = 0,825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,425; 0,4 \text{ MPa}) = 0,425 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{80 \times 15} = 1,05 > 0,425 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.5) Schéma de ferrailage :

- Sens longitudinal (y) :

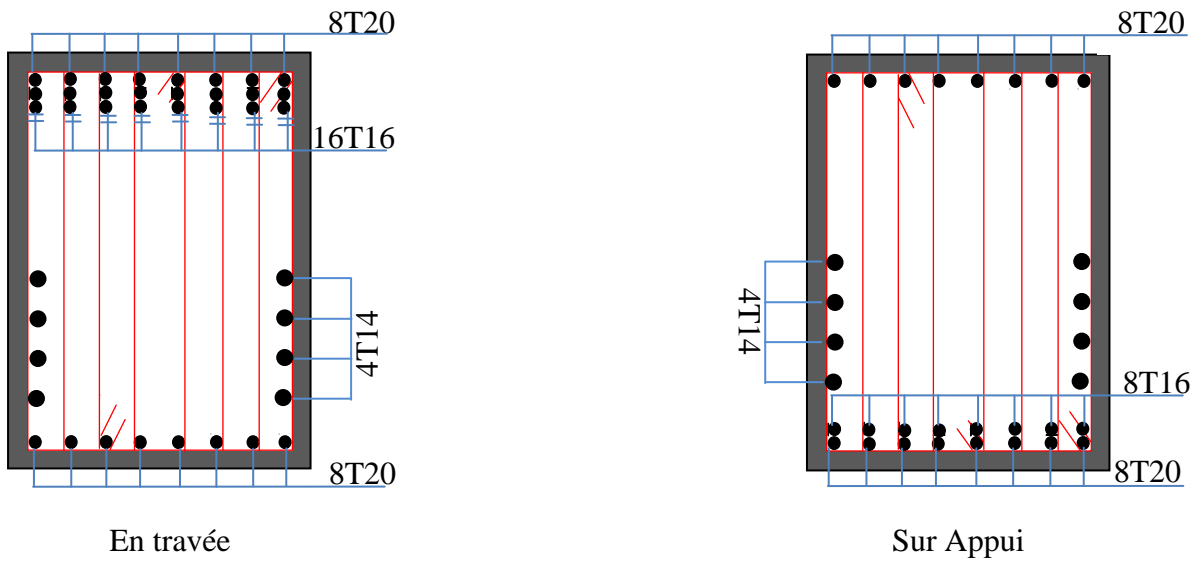


Figure VII-11: schéma de ferrailage de la poutre de libage Sens longitudinal (y).

- Sens transversal (x).

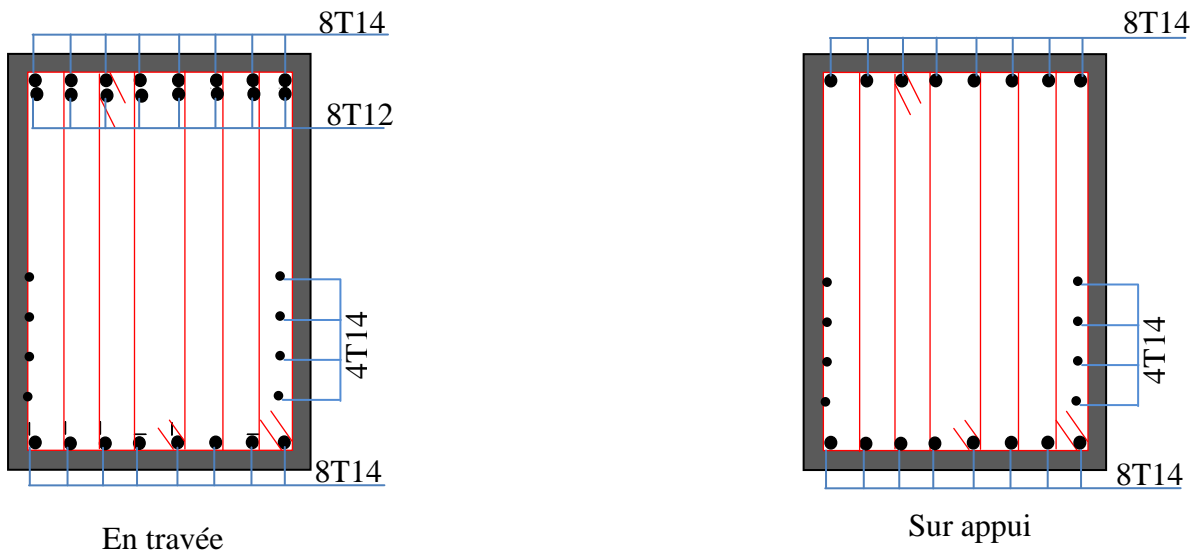


Figure VII-12 : schéma de ferrailage de la poutre de libage Sens transversal(x).

VIII. Modélisation des voiles plein par la méthode des éléments finis

VIII.1. Introduction :

Les voiles ou murs de contreventement sont des éléments à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des secousses horizontales d'origine sismique.

Ce travail est consacré à la modélisation d'un voile pleine par la méthode des éléments finis en comparant les résultats de déplacement obtenus par deux modèles, (le modèle console et voile pleine).

VIII.2. Une modélisation :

La modélisation est la conception d'un modèle de calcul. Selon son objectif et les moyens utilisés, c'est-à-dire à transcrire des données d'observations et à décrire des processus dans un langage approprié et formalisé.

VIII.3. La méthode des éléments finis :

VIII.3.1. Définition

La méthode des éléments finis permet de résoudre un problème dont la solution analytique ne peut éventuellement pas être déterminée. Elle fournit une solution approchée de la solution exacte. Le milieu étudié est discrétisé en plusieurs éléments reliés entre eux par des nœuds. La résolution d'un problème par la méthode des éléments finis consiste à trouver les déplacements (par exemple les translations et les rotations) de ces nœuds. Le champ de déplacement en tout point est déterminé par interpolation entre les valeurs déterminées aux nœuds. L'interpolation est basée sur l'utilisation de fonctions de formes.

VIII.3.2. Types des éléments finis :





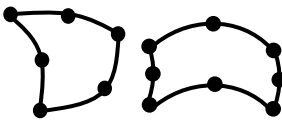
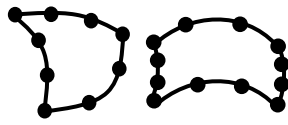
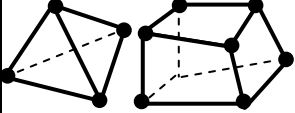
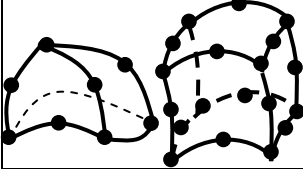

On distingue plusieurs types d'éléments finis suivant leur géométrie :

Les éléments unidimensionnels (1D) : sont utilisés de façon individuelle ou associée des plaques pour modéliser les raidisseurs. Exemple : barre, poutre rectiligne ou courbe.

Les éléments bidimensionnels (2D) : Élasticité plane : (déformation ou contrainte plane). Exemple : plaque en flexion, coques courbes, de forme triangulaire ou quadrangulaire.

Les éléments tridimensionnels (3D) : élément de volume, ou coques épaisses. Les éléments axisymétriques : qui constituent une classe bien particulière.

Tableau VIII-1: les types des éléments finis.

Eléments	linéaires	paraboliques (quadratiques)	cubiques
Unidimensionnels 1D			
bidimensionnels 2D			
tridimensionnels 3D			

VIII.3.3. Étapes de la résolution d'un problème par MEF :

Définition de la géométrie de la structure étudiée

- a) Maillage de la structure (discrétisation en éléments) - Génération de la table de connectivité entre les éléments
- b) Définition du modèle associé à la structure
- c) Choix des paramètres du modèle (deux pour un matériau élastique isotrope)
- d) Construction de la matrice de raideur globale par assemblage des matrices de raideur locales des éléments en fonction de la table de connectivité $[K]$.
- e) Construction du vecteur effort global par assemblage des vecteurs d'effort locaux suivant la table de connectivité $\{F\}$.
- f) Prise en compte des conditions aux limites
- g) Prise en compte du chargement Résolution du système pour obtenir les déplacements nodaux des éléments : $\{U\} = [K]^{-1} \cdot \{F\}$
- h) Traitement du résultat (calcul des déformations, calcul des contraintes)

VIII.4. L'étude d'un refond plein :

On prend un voile de notre structure et on le modélise par les programmes motionnée précédemment

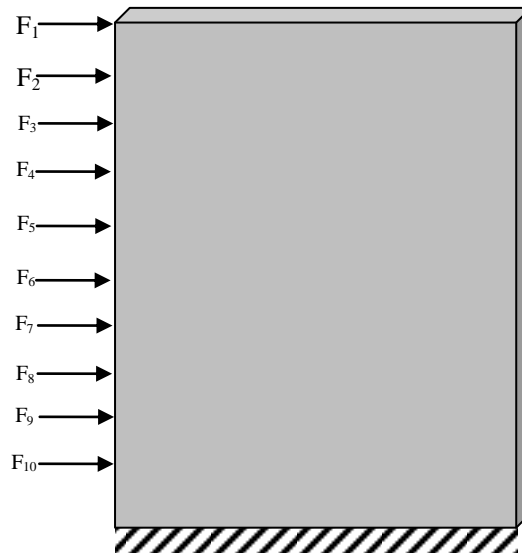


Figure VIII-1:schéma de voile étudié

Les propriétés :

La hauteur

$H=32,5$ m

La longueur

$L =3,7$ m

Module de Yong

$E=32164,190$ MPa

VIII.4.1. Modèle console (model de calcul) :

Le premier modèle est une console, ayant les mêmes paramètres de voile.et soumis au même chargement appliquée aux chaque nœud de voile comme le montre la figure suivante

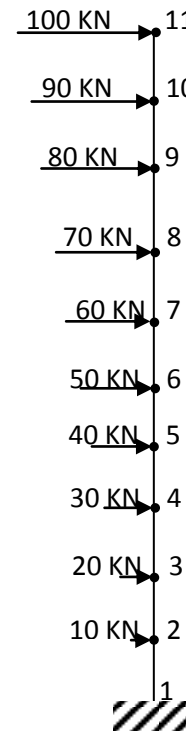


Figure VIII-2:modèle

VIII.4.1.1. Résultats obtenus par RDM

Ce programme nous donne les résultats par les lois de RDM, le tableau suivant résume les résultats de la flèche à chaque nœud:

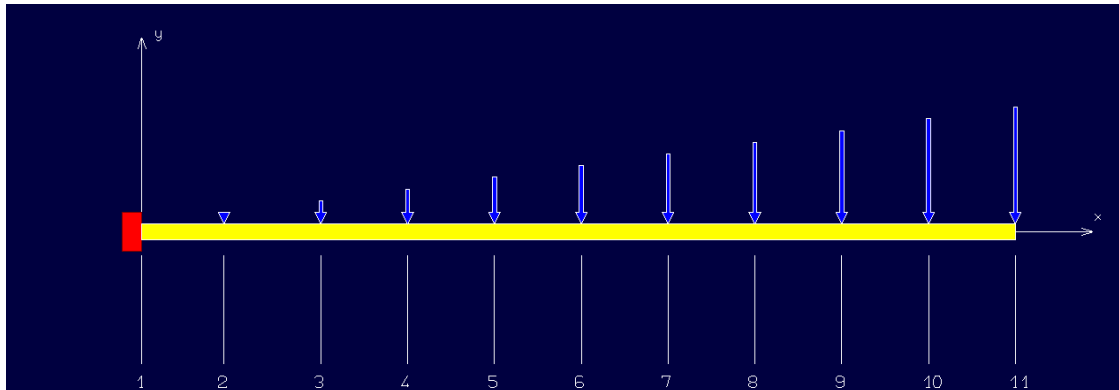


Figure VIII-3:modèle console par RDM6.

Tableau VIII-2:les résultats de déplacement obtenu par RDM 6.

Nœud	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Force(KN)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Flèche(m)	0	0.0021	0.0093	0.0194	0.0323	0.0474	0.0655	0.0819	0.1005	0.1194	0,1385

VIII.4.1.2. Les résultats obtenus par la MEF :

L'élément utilisé est un élément poutre, d'où la matrice de rigidité élémentaire est :

$$[K_e] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

F: vecteur force appliquée au chaque nœud

$$\{F\} = \begin{pmatrix} 10 \\ 20 \\ 30 \\ 40 \\ 50 \\ 60 \\ 70 \\ 80 \\ 90 \\ 100 \end{pmatrix}$$

Le tableau suivant apparait les résultats obtenus par programme MATLAB (Annexe):

Tableau VIII-3 : les résultats de déplacement obtenu par MATLAB.

Nœud	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Force(KN)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Déplacements (m)	0	0.0021	0.0092	0.019	0.032	0.047	0.0640	0.0817	0,1003	0,1192	0,1382

VIII.4.2. Modèle voile :

Le dernier modèle c'est le modèle voile dans lequel on modélise le voile par logiciel ETABS, comme nous avons fait précédemment dans le modèle refend par MEF on fait le maillage et a chaque fois on avoir des résultats déplacement, les forces restent les même et appliquée aux niveaux de chaque étage quel que soit le maillage.

VIII.4.2.1. Les résultats obtenus par logiciel ETABS :

a) Maillage 1x1 0:

Le premier maillage consiste à dessiner le voile avec c'est dimensions, et on applique les forces comme montre la figure suivante :

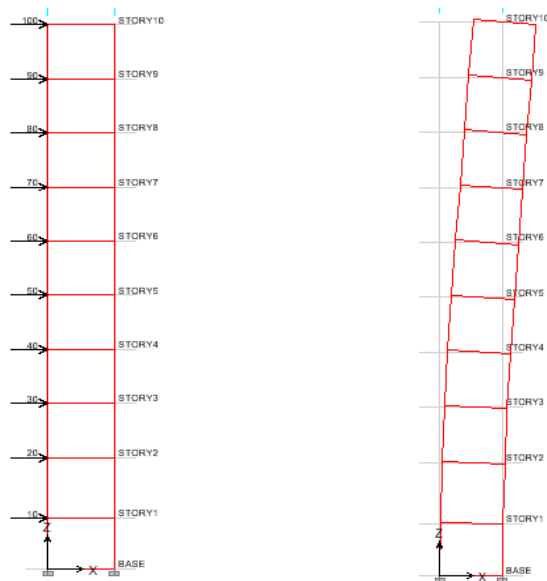


Figure VIII-4:modèle voile maillage1-10.

Tableau VIII-4:les résultats de déplacement obtenu par ETABS pour un maillage 1x10.

Nœud	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Force(KN)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Déplacement (m)	0	0,0021	0,0093	0,0194	0,0322	0,0471	0,0637	0,0813	0,0996	0,1183	0,1371

b) Maillage 2x40:

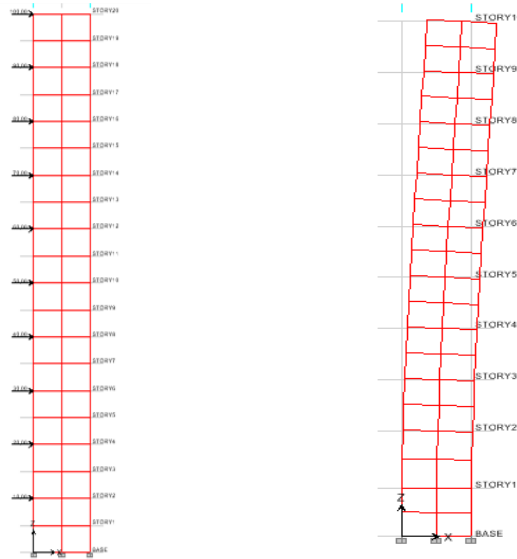


Figure VIII-5: modèle voile maillage 2x20.

Tableau VIII-5:les résultats de déplacement obtenu par ETABS pour un maillage 2x40.

Nœud	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Force (KN)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Déplacement (m)	0	0.0021	0.0093	0.0194	0.0323	0.0474	0,0640	0,0817	0,1001	0,1190	0,1376

c) Maillage 3x60 :

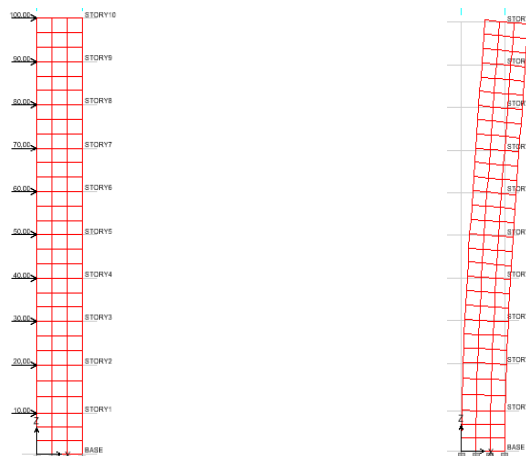


Figure VIII-6 : modèle voile maillage 3x60.

Tableau VIII-6 : les résultats de déplacement obtenu par ETABS pour un maillage 3x60

Nœud	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Force(KN)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Déplacement (m)	0	0.0021	0.0093	0.0194	0.0323	0.0474	0,0642	0.0820	0,1004	0,1192	0,1381

VIII.4.3. Interprétation des résultats :

- les résultats de déplacements obtenus par les deux modèles sont confondus après un maillage adéquat.
- On constate que les résultats déplacements de l'élément refend converge vers la solution exacte si on augmente le maillage.

On présente ci-après la courbe qui représente les résultats de déplacement (flèche) du nœud 11 obtenus par les deux modèles en fonction de maillage.

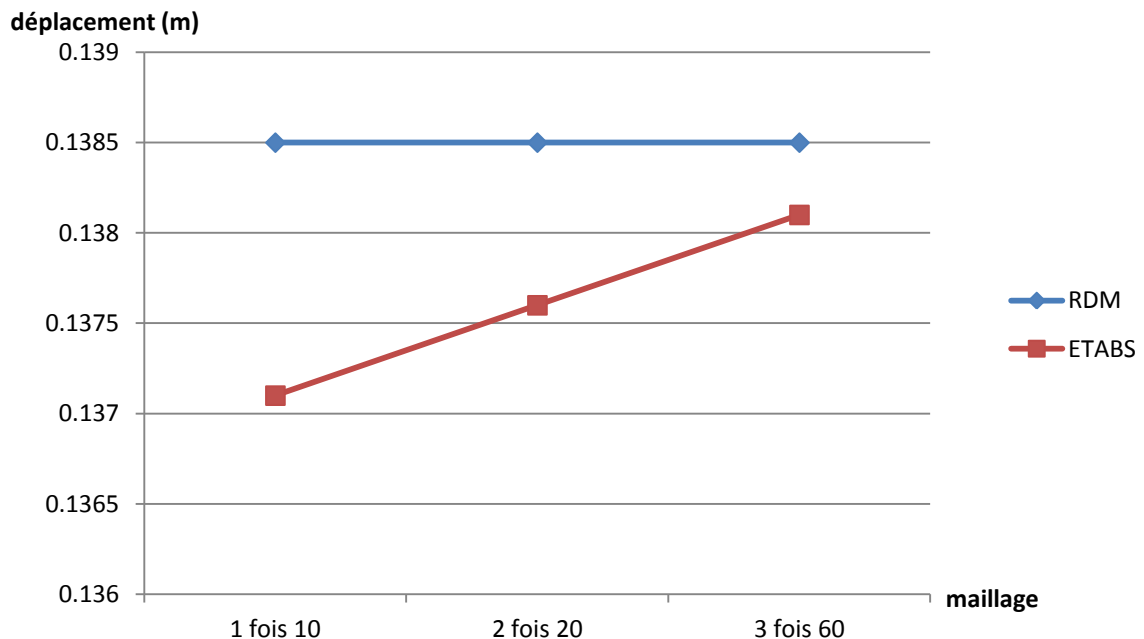


Figure VIII-7 courbes comparatif entre les résultats de RDM6 et ETABS

D'après la figure, on remarque que l'erreur de déplacement de nœud 11 est inférieure à 2% de la solution exacte pour un maillage de 1x10.

VIII.5. Conclusion :

Cette étude nous a permis de constater que :

- Un voile plein peut se modéliser comme une console.
- Les résultats obtenus par la méthode des éléments finis sont satisfaisants en augmentant le nombre d'éléments (le maillage) dans les voiles.

Bibliographie

[1] REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME
C.B.A.93

[2] R.P.A 99 modifié 2003. DTR BC 2 48

[3] Pratique du BAEL 91 Cours avec exercices corrigés, Jean Perchât Jean Roux

[4] Cours de béton armé B.A.E.L 91 Jean-Pierre Mouglin.

[5] AIDE-MÉMOIRE MÉCANIQUE DES STRUCTURES Résistance des matériaux
Arnaud Delaplace Chargé de recherche au CNRS, agrégé de Génie civil

Fabrice Gatuingt Maître de conférences à l'ENS Cachan, agrégé de Génie Civil

Frédéric Ragueneau Maître de conférences à l'ENS Cachan

[6] Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation contreventé Par un système mixte
(Voiles – Portiques), Mr. AFIA Hamza, Mr. ABDELADIM Sofiane, Mr. GHEBRIOUA
Hamza.

[7] Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation Contreventé par un système mixte (voiles-
portique) (2012/2013), Mlle DJAALI Lynda, Mlle MADAOUI Zoulikha.

[8] Étude d'un bâtiment en béton armé (R+12 avec sous-sol) à usage multiple à contreventement
mixte implante dans une zone de moyenne sismicité (2017/2018), Mr. SANAA HOCINE, Mr.
HAMMADI BELKACEM

Logiciels et programmes :

AUTOCAD 2013 (Dessin)

ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)

Word 2007

Excel 2007

MATLAB

RDM 6

Conclusion générale

Le domaine de génie civil n'est pas une science exacte, mais il est basé sur des autres sciences et domaine telle que physique et l'informatique ce qui lui donne une crédibilité importante basé sur eux, pour un master calculateur le raisonnement doit être idéal pour obtenir des résultats fiables et satisfaisants pour toutes les parties.

L'étude de ce projet nous permis, d'une part de découvrir des nouvelles connaissances sur le domaine du bâtiment, et d'autre part l'application de nos connaissances acquises durant notre formation pendant les années de l'université, cependant pour effectué un bon travail pour optimiser une bonne résistance il faut respecter certains conditions décrit par les règlements, Par ailleurs ce projet nous permis de tirer quelque points concernons n'importe quelle étude et sont comme suit :

- Il est important pour un master et un ingénieur en génie civil de briefing tous qui concerne le projet même s'il petit détail.
- la conception assistée par ordinateur(CAO) est une très important stage dans chaque étude d'un ouvrage.
- tous les éléments dans la structure doit être prendre en compte (position, rigidité, ferrailage ...etc.).
- la disposition des voiles jouent un grand rôle de la stabilité de la structure si cette disposition est bien placé prendrons en compte la contrainte architecturale et autres facteurs.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poutres et les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- l'infrastructure est le plus importante partie de la structure a mon avis un master en génie civil peut injecter le coté économique dans certains éléments de la structure, mais l'infrastructure peut pas sous réserve a se que on a mentionné.
- le dernier point porte sur l'intérêt de maillage que doit prendre par un master en considération pour avoir des résultats exacts de déplacement et sollicitation.

Introduction générale

Avec le temps et à travers les âges le domaine de génie civil a évolué avec l'évolution des besoins humains et le développement économique dans le monde et la croissance démographique.

Après la seconde guerre mondiale une nouvelle orientation est apparue vers les constructions verticale en raisons du problème de la propriété donc les espace urbain libre se fait de plus de plus rare.

L'Algérie a subi le même problème, donc les autorités Algérienne commencent a orientent vers les constructions verticales, mais tend que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle représente come étant une région a une activité séismique importante.

Pour construire dans une zone séismique, il est important de prendre en considération tous qui assurés la stabilité et la durabilité de bâtiment par suivre les normes qui spécifie sur les conditions approprié pour notre bâtiment. Les tremblements de terre de de CHLEF du 10 octobre 1980 et BOUMERDES du 21 mai 2003 sont toujours des témoins sur l'ignorance des normes.

Donc les règlements sont importante pour l'étude de n'importe quelle ouvrage, dans notre étude on va baser sur les méthodes de calcul dans ces règlements comme: CBA 93, BAEL91, RPA 99 modifier 2003.

Dans le cadre de l'application des gains tribaux pendant les années d'ingénierie notre projet est une étude d'un bâtiment (R+8) avec un sous sol en béton armé à usage d'habitation et commercial, implanté à (TISSEMSILT) dans une zone de moyenne sismicité.

Méthodologie de travail:

Notre étude, consiste à :

- Etudier le coté technique c'est-à-dire faire un pré dimensionnement des éléments secondaires et structuraux existés.
- Faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel ETABS version 9.6.0
- Calculer le ferrailage de tous ces éléments.

Notre travail est constitué en, deux parties :

Partie 1 :

Chapitre I : consiste à donner de la généralité sur le travail comme la présentation de l'ouvrage et la définition de ces éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Chapitre II : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), avec l'évaluation des charges de l'ouvrage.

Chapitre III : consiste au dimensionnement au ferrailage de l'élément non structural (l'acrotère, escalier, balcon et assesseur).

Chapitre IV : porte sur le calcul de ferrailage des planchers.

Chapitre V : ce chapitre soucie à l'étude dynamique du bâtiment, et l'influence de l'action sismique sur les caractéristiques dynamiques propres de la structure par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS version 9.6.0.

Chapitre VI : Le calcul des ferrailages des éléments structuraux (poutres, poteaux etvoiles) .

Chapitre VII : c'est le dernier chapitre on présente l'étude des fondations

Partie 2 :

Chapitre VIII : Modélisation des voiles par la méthode des éléments finis suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I: Généralités

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et évaluation des charges.

CHAPITRE III: Etude des éléments secondaires.

CHAPITRE IV: Etude de plancher.

CHAPITRE V: Etude sismique.

CHAPITRE VI: Etude des éléments résistants.

CHAPITRE VII: Etude de l'infrastructure.

CHAPITRE VIII:
Modélisation des voiles par
la méthode des éléments
finis.

LIST DES FIGURE

Figure I-1: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU	10
Figure I-2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	10
Figure I-3: Diagramme déformation contraintes-déformations de l'acier.....	12
Figure I-4: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.....	14
Figure II-1: les dimenssion de poutrelle	20
Figure II-2:les dimensions de la poutre principale.....	21
Figure II-3:les dimensions de la poutre secondaire.....	22
Figure II-4: Plancher terrasse a corps creux.....	23
Figure II-5:plancher étage courant a corps creux.....	24
Figure II-6: Détail mur extérieur.....	25
Figure II-7: Détail d'un mur intérieur.....	26
Figure II-8:les dimensions de poteau.....	30
Figure II-9:le poteau plus sollicité.....	31
Figure II-10:coupes de voile en élévation et en plan.....	39
Figure III-1: Acrotère dimensions et charges appliquer.....	40
Figure III-2: section de calcul de (100×10) cm ²	43
Figure III-3:schéma de ferrailage de l'acrotère.....	46
Figure III-4:description et dimensions du balcon type 1	47
Figure III-5:une coupe décrit les différents éléments d'un balcon.....	48
Figure III-7 : schéma statique du balcon a ELU.....	49
Figure III-7: schéma statique du balcon a ELU.....	49
Figure III-8: Diagramme des efforts internes de balcon à ELU et ELS.....	50
Figure III-9: schéma de ferrailage du balcon	54
Figure III-10:schéma explicatif des défèrent composante d'un	55
Figure III-11: Escalier à trois volées.....	55
Figure III-12: escalier type 1 avec schéma statique.....	56
Figure III-13: volée 2 avec schéma statique.....	57
Figure III-14: escalier type 2 avec schéma statique.....	58
Figure III-15: les différentes composantes du palier.....	59
Figure III-16: Schéma statique d'escalier type 1 (ELU)	60
Figure III-17: diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	61
Figure III-18: Schéma statique d'escalier type 1 (ELU)	62
Figure III-19: diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	63
Figure III-21:la charge appliquée a ELU.....	67
Figure III-21:la charge appliquée a ELS.....	67
Figure III-23Schéma statique de volée 2 à ELS.....	69

Figure III-23:Schéma statique de volée 2 à ELU	69
Figure III-24: schéma de la poutre brisée.....	72
Figure III-25:les dimensions de la poutre brisée.	72
Figure III-26: diagrammes des efforts internes de la poutre à l'ELU.	73
Figure III-27: diagrammes des efforts internes de la poutre à l'ELU.	74
Figure III-28 : poutre brisée soumise a un couple de torsion.	77
Figure III-29 : section creuse équivalente.	78
Figure III-31 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	80
Figure III-31: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	80
Figure III-32: Schéma d'un ascenseur.....	81
Figure III-33 : les dimensions de la cage d'ascenseur.....	82
Figure III-34 : schéma explicatif sur le feuillet moyen.	86
Figure III-35 : combinaisons de rectangles centrés de panneau.	87
Figure III-36 : le rectangle centré.....	87
Figure III-38: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	96
Figure III-38: Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.....	96
Figure IV-1:Plancher à corps creux.....	97
Figure IV-2: Schéma d'une poutre continue.	101
Figure IV-3:le digramme de moment de poutrelle type 1 à ELUet à ELS.	107
Figure IV-4:le diagramme de l'effort tranchant de poutrelle type 1 de l'étage courant.	109
Figure IV-6 : les dimension de poutrele.	114
Figure IV-7 : schéma de ferrailages des poutrelles du plancher étage courant	124
Figure IV-8: schéma de ferrailages des poutrelles du plancher sous- sol	138
Figure IV-9: schéma de ferrailages des poutrelles du plancher terrasse.	152
Figure V-1:Modèle en 3D.	156
Figure V-2:fonction de spectre de réponse.....	157
Figure V-3 Disposition des voiles.....	161
Figure V-4 :1 ^{ère} mode translation suivant x.....	162
Figure V-5 :2 ^{ème} mode translation suivant y.....	162
Figure V-6 : 3 ^{ème} mode rotation.	163
Figure V-7: L'effet P-Delta.	167
Figure VI-1:Disposition constructives des portiques	172
Figure VI-2:les sollicitations d'un poteau.	186
Figure VI-3 : zone nodale.....	187
Figure VI-4: Dessin de ferrailages des sections des poteaux.	196
Figure VI-5:section entièrement comprimé.....	199
Figure VI-6:section entièrement tendue.	200

Figure VI-7:section partiellement comprimé.	200
Figure VI-8:les dimensions de voile 2.....	201
Figure VI-9:la distribution des contraintes dans le voile 2	202
Figure VI-10:les dimensions de la zone tendue.	202
Figure VII-1:schéma de voile périphérique.....	210
Figure VII-2 : Ferrailage du voile périphérique	214
Figure VII-3 : Schéma d'une semelle isolée	216
Figure VII-4:Schéma d'une Semelle filante.....	217
Figure VII-6: Panneaux du radier.....	224
Figure VII-7 : Schéma du panneau le plus défavorable.	224
Figure VII-8: la division des panneaux de radier selon les lignes d'influence.	230
Figure VII-9:les panneaux autour le poteau plus sollicité.....	231
Figure VII-10:la charge équivalente sens longitudinal(y).....	232
Figure VII-11: la charge équivalente Sens transversal (x).	232
Figure VII-12: schéma de ferrailage de la poutre de libage Sens longitudinal (y).....	236
Figure VII-13 : schéma de ferrailage de la poutre de libage Sens transversal(x).....	236
Figure VIII-1:schéma de voile étudier	241
Figure VIII-2:modèle console.	241
Figure VIII-3:modèle console par RDM6.	242
Figure VIII-4:modèle voile maillage1-10.	244
Figure VIII-5: modèle voile maillage 2x20.....	245
Figure VIII-6 : modèle voile maillage 3x60.....	245
Figure VIII-7 courbes comparatif entre les résultats de RDM6 et ETABS.....	246

Liste des symboles

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

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

LIST DES TABLEAUX

Tableau I-1 : les types d'acier et leur nuance.....	13
Tableau I-2 Les déformations limitent du pivot.....	14
Tableau II-1 : Charge du plancher terrasse a corps creux.....	23
Tableau II-2:plancher terrasse a dalle pleine.....	23
Tableau II-3 : charge du plancher terrasse a dalle pleine.....	24
Tableau II-4 : Charge du plancher étage courant a corps creux.....	24
Tableau II-5:Charge du plancher s-sol a corps creux.....	25
Tableau II-7 : les charges permanganates de chaque plancher.....	27
Tableau II-8:les charges des murs.....	27
Tableau II-9 Dégression des charges d'exploitations.....	28
Tableau II-10 :section de poteau proposé.....	29
Tableau II-11 : Evaluation de la descente de charge de poteau.....	34
Tableau II-12: Résultats de la vérification au flambement.....	37
Tableau III-1: évaluation des Charge du balcon.....	48
Tableau III-2: évaluation des Charge du mur de garde corps.....	48
Tableau III-3: les efforts internes de balcon à ELU et ELS.....	50
III-4: La vérification des contraintes à l'E.L.S.....	52
Tableau III-5: Charge du palie.....	59
Tableau III-6: Charge du Paillasse.....	59
Tableau III-7 : les combinaisons des charges de l'escalier.....	60
Tableau III-8 : vérification des contraintes à ELS d'escalier type 1.....	66
Tableau III-9: vérification des contraintes à ELS de la console d'escalier type 1.....	69
Tableau III-10 : vérification des contraintes à ELS de volée 2.....	71
Tableau III-11 : tableau récapitulatifs d l'escalier.....	71
Tableau III-12 : vérification des contraintes à ELS de la poutre brisée.....	77
Tableau III-13: caractéristiques des câbles.....	85
Tableau III-14 : Les résultats des moments des rectangles à ELU.....	88
Tableau III-15 : Les résultats des moments des rectangles à ELS.....	88
Tableau III-16 : vérification des contraintes à ELS.....	95
Tableau IV-1 :les schéma statique des poutrelle de l'étage courant.....	102
Tableau IV-2 :le rapport entre les travée successives.....	103
Tableau IV-3 :les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU.....	110
Tableau IV-4:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS.....	110
Tableau IV-5:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU.....	111
Tableau IV-6:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS.....	111
Tableau IV-7:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELU.....	112

Tableau IV-8:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELS	112
Tableau IV-9:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELU	113
Tableau IV-10:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU	113
Tableau IV-11 :vérification des contraintes de poutrelles plancher étage courrante à ELS.....	121
Tableau IV-12 :les schémas statique des poutrelles de plancher sous sol.....	125
Tableau IV-13:le rapport entre les travée successives	126
Tableau IV-14:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU	127
Tableau IV-15:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS	127
Tableau IV-16:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU	128
Tableau IV-17:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS	128
Tableau IV-18:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELU	129
Tableau IV-19:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELS	129
Tableau IV-20:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELU	130
Tableau IV-21:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELS	130
Tableau IV-22 :vérification des contraintes de poutrelles de plancher sous sol à ELS.	136
Tableau IV-23 :schéma statique des poutrelle de plancher terrasse.	139
Tableau IV-24:le rapport entre les travée successives.	140
Tableau IV-25:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELU	141
Tableau IV-26:les efforts internes de poutrelle type 1 à ELS	141
Tableau IV-27:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELU	142
Tableau IV-28:les efforts internes de poutrelle type 2 à ELS	142
Tableau IV-29:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELU	143
Tableau IV-30:les efforts internes de poutrelle type 3 à ELS	143
Tableau IV-31:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELU	144
Tableau IV-32:les efforts internes de poutrelle type 4 à ELS.	144
Tableau IV-33:vérification des contraintes de poutrelles deterrasse sol à ELS.	150
Tableau V-1: Facteur de qualité.....	151
Tableau V-2:poids de la structure.	152
Tableau V-3: facteur de participation massique.....	153
Tableau V-4: résultats de vérification de l'excentricité.	155
Tableau V-5 : les déplacements latéraux inter-étage.....	157
Tableau V-6 : justification vis-à-vis déformation.	157
Tableau V-7: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	159
Tableau V-8: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens y)	159
Tableau V-9 : résultats de vérification de l'effort normal réduit.	160
Tableau VII-1:les sections d'armatures recommandé par RPA et BAEL.....	171
Tableau VII-2: Moments max des Poutres principales et secondaire	173

Tableau VII-3 : tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires intermédiaire.....	177
Tableau VII-4 : ferrailage des poutres principales	184
Tableau VII-5:ferrailage des poutres secondaires.....	185
Tableau VII-6: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA	187
Tableau VII-7: Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre et 1 ^{ème} genre.....	189
Tableau VII-8:Tableau récapitulatif du ferrailage de poteau.....	193
Tableau VII-9:vérification au flambement.....	196
Tableau VII-10: Tableau récapitulatif des ferrailages des voiles.....	206
Tableau VII-11:schéma de ferrailage des voiles.....	207
Tableau VII-1: le ferrailage minimal selon BAEL et RPA.....	212
Tableau VII-2: Tableau récapitulatif de voile périphérique.....	212
Tableau VII-3:vérification des contraintes à ELS.....	213
Tableau VII-4 : largeur de semelle filante sens x-x.	217
Tableau VII-5: largeur de semelle filante sens y-y.	218
Tableau VII-6 : les valeurs de moment de panneau plus sollicité à ELU.	225
Tableau VII-7: le ferrailage minimal selon BAEL et RPA.....	226
Tableau VII-8 : Tableau récapitulatif de la dalle de radier.	227
Tableau VII-9: les valeurs de moment de panneau plus sollicité à ELS.	227
Tableau VII-10:vérification des contraintes à ELS.....	228
Tableau IX-1: les types des éléments finis.....	240
Tableau IX-2:les résultats de déplacement obtenu par RDM 6.....	242
Tableau IX-3 :les résultats de déplacement obtenu par MATLAB.....	243
Tableau IX-4:les résultats de déplacement obtenu par ETABS pour un maillage 1-1.....	244
Tableau IX-5:les résultats de déplacement obtenu par ETABS pour un maillage 2-2.....	245
Tableau IX-6 : les résultats de déplacement obtenu par ETABS pour un maillage 3-3.....	246

Annexe

Annexe 1 : tableau de ferrailage.

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

\emptyset	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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Annexe 2 : les valeurs des coefficients μ_x et μ_y

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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 : valeurs de M_1 et M_2 du aux charges concentré (les abaques de Pigeaud).

$$\rho = 0.8$$

$\frac{u}{l}$ \ $\frac{v}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Annexe 3: programme Matlab:

```
clear all
clc
%programme modele console
he =3.23;           %hauteur etage
hr =3.6;           %hauteur RDC
hs =3.06;
L =hr+5*he;       %longuer voile
ne =2 ;           %nombre des elements pour chaque etage
nbretage =10;
net =ne*nbretage; %nombre totale des elements
E =32164190;
I =0.20*3.7^3/12;
nddl =2*(net+1);
k =zeros(nddl,nddl);
f =zeros(nddl,1);
for i=1:ne+1
    node1(:,i)=(i-1)*hs/ne
end
for i=1:ne
    node2(:,i)=hs+(i)*hr/ne;
end
for i=1:(nbretage-2)*ne
    node3(:,i)=hs+hr+i*he/ne;
end
node=[node1 node2 node3]
for i=1:net
    element(i,:)=[i i+1];
end
for i=1:net
    node1=element(i,1);
    node2=element(i,2);
    xnode1=node(i);
    xnode2=node(i+1);
    [ke] = matriceelm(E,I,xnode1,xnode2);
    %ke = matriceelm(E,I,xnode1,xnode2);
    k(2*i-1:2*i+2,2*i-1:2*i+2)=k(2*i-1:2*i+2,2*i-1:2*i+2)+ke;
end
ff=[10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110]*10^-3;
for i=1:nbretage
    if i==1
        indice =find(node==hs);
        f(2*indice-1)=ff(i);
    elseif i==2
        indice=find(node==hs+hr);
        f(2*indice-1)=ff(i);
    else
        h=hs+hr+(i-2)*he;
        indice=find(node==h);
        f(2*indice-1)=ff(i);
    end
end
end
k(1,:)=[];
k(:,1)=[];
k(1,:)=[];
k(:,1)=[];
f(1:2)=[];
```

```
u=inv(k)*f
function[ke]= matriceelm(E,I,xnode1,xnode2)
l= xnode2-xnode1;
[ke] =(E*I/l^3)*[12 6*l -12 6*l;6*l 4*l^2 -6*l 2*l^2;-12 -6*l 12 -6*l; 6*l
2*l^2 -6*l 4*l^2];
end
```

Résumé

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment qui se compose d'un Rez de chaussé plus huit étages avec un sous sol, le RDC est destiné à usage commercial les reste étages à usage d'habitation, et le sous sol est un parking l'ouvrage est implanté dans la wilaya de Tissemsilt exactement dans la capitale de wilaya.

Cette étude est basée sur des règlements et des lois qui concerne le béton armée et sont maitre en œuvre sachant que : BAEL 91 et CBA 93.

Une partie théorique sur la modélisation des voiles par la méthode des éléments finis a été faite pour savoir l'intérêt de maillage sur les résultats de calcul.

Les mots clé: étude, bâtiment, BAEL 91, RPA99/Version 2003, modélisation, béton armé.

Abstract

This project is a detailed study of a building that's contain a ground floor plus eight (8) stories and a underground, the ground floor is addressed for commercial purposes the reset of stories is for residential uses while the underground is a parking for cars this building is established in the state of Tissemsilt exactly in the state capital.

This study is based on technical documentation that concerns reinforced concrete and their implementation such as: BAEL 91 and CBA 93, RPA99/vesion2003

A theoretical part on the modeling of bracing sail with finite element method.

The key words: building, study, Reinforced concrete, modélisation , BAEL 91, RPA99/Version 2003.

مُلخَص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لبناية متعددة تتكون من طابق أرضي ذو استعمال تجاري زائد ثمانى طوابق ذات طابع سكنى بالإضافة إلى طابق تحت أرضى مخصص لركن السيارات تقع هاته البناية بولاية تيسمسيلت بعاصمة الولاية.

الهدف من هذا المشروع هو دراسة المباني في المناطق ذات النشاط الزلزالي المتوسط وكما نعلم أن ولاية تيسمسيلت تقع في خط زلزالي متوسط الشدة وهي مصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط .

هذه الدراسة مبنية على قواعد وقوانين خاصة بالخرسانة المسلحة مثل: RPA99/vesion2003, CBA 93, BAEL 91

و جزء نظري حول نمذجة الجدران المسلحة عن طريق منهجية العناصر المنتهية.

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة. وثيقة تقنية RPA 99/Version 2003 ,BAEL91