

SOMMAIRE

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
1- Présentation de l'ouvrage :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-1 Caractéristiques géométriques :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-2 Ossature et système constructif adopté :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-2-1 Ossature :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-2-2 Planchers :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-2-3 Escaliers :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-2-4 Maçonnerie :	Erreur ! Signet non défini.
1-2-5 Revêtement :	Erreur ! Signet non défini.
1-2-6 Isolation :.....	Erreur ! Signet non défini.
1-3 Caractéristiques géotechniques du sol :.....	Erreur ! Signet non défini.
2- Caractéristique mécanique des matériaux :	Erreur ! Signet non défini.
2-1 Le béton :	Erreur ! Signet non défini.
2-1-1 Résistance mécanique :	2
2-1-2 Déformation et contrainte de calcul :.....	Erreur ! Signet non défini.
2-1-3 Contrainte admissible de cisaillement :.....	4
2-1-4 Module de déformation longitudinal du béton :.....	5
2-1-5 Module de déformation transversale :.....	5
2-2 Les aciers :.....	5
2-2-1 Diagramme déformation contrainte de calcul :	6
2-2-2 Contrainte limite de traction des armatures :.....	6
2-3-1 : Introduction :.....	9
2-3-2 : Pré dimensionnement des poteaux :	9
2-3-3 : Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):.....	11
2-3-4 : Vérification du poteau au flambement :.....	11
2-4-1 : Pré dimensionnement des poutres :	12
2-4-1-1-Définition:	12
2-4-1- 2 : Pré dimensionnement :.....	13
2-5 : Récapitulation de pré dimensionnement :	13
2-5-1 :Pré dimensionnement des voiles :	14

3-1 : Introduction :	15
3-2 : Étude du Plancher à corps creux :	15
3-2-1 : Vérification des conditions :	15
3-2-2 Le type de poutrelle :	15
3-2-3 :Les charges des poutrelles :	16
3-2-4 : Détermination des efforts internes :	16
3-2-5 : Méthodes des trois moments :	17
3.2.6. Ferrailage des poutrelles (flexion simple)	26
3-3 : Etude d'escalier.....	31
3-3-1 : Pré dimensionnement	31
3-3-2 : Descente des charges	32
3-3-3 : Les type d'escaliers:.....	34
3-3-4 :Détermination des sollicitations internes	34
3-3-4-1 :calcul a l'ELU :Type 1	34
3-3-4-2 : calcul a l'ELS :	35
3-3-5: Détermination du ferrailage.....	36
3-3-6 :ETUDE POUTRE PALIERE :	39
3-4 :Calcul de l'acrotère.....	46
3-4-1 : Introduction.....	46
3-4-2-Dimension :	46
3-5-3 :Calcul des sollicitations :	46
3-5-3-1 : poids propre :.....	46
3-5-3-2 : Surcharge :.....	46
3-5-4 : Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:.....	46
3-5-5 :Calcul du ferrailage E. L. U. R :	47
3-5-6 :section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:	47
3-5 : Étude de la dalle pleine.....	50
3.5.1. Introduction :	50
3-5-2 : Evaluation des charges :	50
3-5-3 :Les charges d'étage courant.....	51
3-5-4 : Les combinaisons d'action	51
3-5-5 :Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants	51

3-5-6 :Détermination du ferrailage.....	Erreur ! Signet non défini.
3-6 : L'ascenseur:	57
3-6-1 : Introduction:.....	57
3-6-2 : Etude de l'ascenseur:.....	57
3-6-3 : Vérification au poinçonnement :	59
3.6.4 : Calcul du ferrailage de la dalle:	61
3-6-5 : Vérifications à L'E.L.S :	63
4. ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :.....	67
4-1- Introduction:	67
4-2- Choix de la méthode de calcul :.....	67
4-3- Méthode d'analyse modale spectrale:.....	67
4-3-1- Principe:.....	67
4-3-2- Domaine d'application :.....	67
4-3-3- Choix du type de contreventement	67
4-3-4- Détermination des paramètres du spectre de réponse:	68
4-4-Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent:	74
4-5-Résultante des forces sismiques de calcul.....	75
5-1 : Introduction.....	76
5-2 : Les poteaux.....	76
5-2-1 : Combinaisons spécifiques de calcul	76
5-2-2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :	76
5-2-3 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	77
5-2-4 : Calcul du ferrailage longitudinal	77
5-2-5 : Calcul du ferrailage transversale :(RPA2003)	79
5-2-6 : Dessin de ferrailage de poteau de RDC :.....	80
5-3 : Ferrailage des poutres	80
5-3-1 :Introduction.....	80
5-3-2 : Recommandation du RPA99:.....	80
5-3-3 :Exemple d'étude de la poutre principale (30*45)	81
5.3.4. Exemple d'étude de la poutre secondaire	85

5-4 :Etude des voiles:	88
5-4-1 :Introduction :	88
5-4-2 : Conception :	88
5-4-3 : Calcul des voiles :	88
5-4-4 :Vérification des contraintes tangentielles	89
5-4-5 :Détermination des sollicitations	89
5-4-6 :Calcul des armatures des voiles :	89
6 LES FONDATIONS :	91
6-1 : Introduction :	91
6-2 : Stabilité des fondations :	91
6-3 : Choix du type de fondation :	91
6-4 :. Les différentes sollicitations :	93
6-5 :Calcul de ferrailage de la dalle :	93
6-6 : Calcul de Ferrailage de la nervure:	96
6-7 : ETUDE DE LA LONGRINE :	97
6-7-1 : Introduction :	97
6-7- 2: Calcul du ferrailage :	98
Conclusion générale :	99

Introduction

1-INTRODUCTION GENERALE :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments ; ouvrages d'art.....etc.et des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867.mise au point du béton armé pour donner au ciment plus de résistance, les français Josef Lombok et Josef Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelé.et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solide.

L'immense développement de la construction en béton est due à :

- *L'intérêt économique qui représente cette technique.
- *La souplesse d'utilisation.
- *L'économie d'entretien.
- *La résistance au feu (incendie).
- *La durabilité.

Les objectifs de cette étude sont avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cet bâtiment R+6. Ensuite. Il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries.

Cependant des règles de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. C'est par exemple le cas du Béton Armé aux États Limites, le BAEL 91 modifié99 actuellement en vigueur, ainsi que RPA99V2003 qui sont basés sur le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

2- Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous sommes en train d'étudier consiste en un bâtiment à usage commercial et d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus six étages, implanté à ORAN, qui est une zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Le RDC à pour destination commercial (magasin de vente), les autres étages sont des logements d'habitation.

2-1 Caractéristiques géométriques :

Tableau.1.1 : caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	28.00m
Largeur totale du bâtiment	12,00m
Hauteur totale du bâtiment	22.86 m
Hauteur du RDC	4.00m
Hauteur des étages courants	3,06m

2-2 Ossature et système constructif adopté :

2-2-1 Ossature :

C'est une structure auto- stable réalisé en système de portique (poteaux-poutres) avec voiles.

2-2-2 Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (20+5) cm.

2-2-3 Escaliers :

On a deux types d'escaliers :

- Type 1 : escalier droit avec deux paliers intermédiaires utilisé pour l'accès du RDC au 1^{ère} niveau.
- Type 2 : escaliers droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès entre les étages courants.

2-2-4 Maçonnerie :

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

Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

2-2-5 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvrir par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

2-2-6 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

2-3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire du mécanique de sol. La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 1,5\text{bars}$ pour un ancrage de 2,00 m

3- Caractéristique mécanique des matériaux :**3-1 Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : 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.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu « le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

3-1-1 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par compression axiale de cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} \times f_{c28}$$

Avec :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $a = 4,76$ $b = 0,83$

$40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa $a = 1,40$ $b = 0,95$

Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60MPa

- pour $f_{28} = 25$ MPa $f_{t28} = 2,1$ MPa

Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

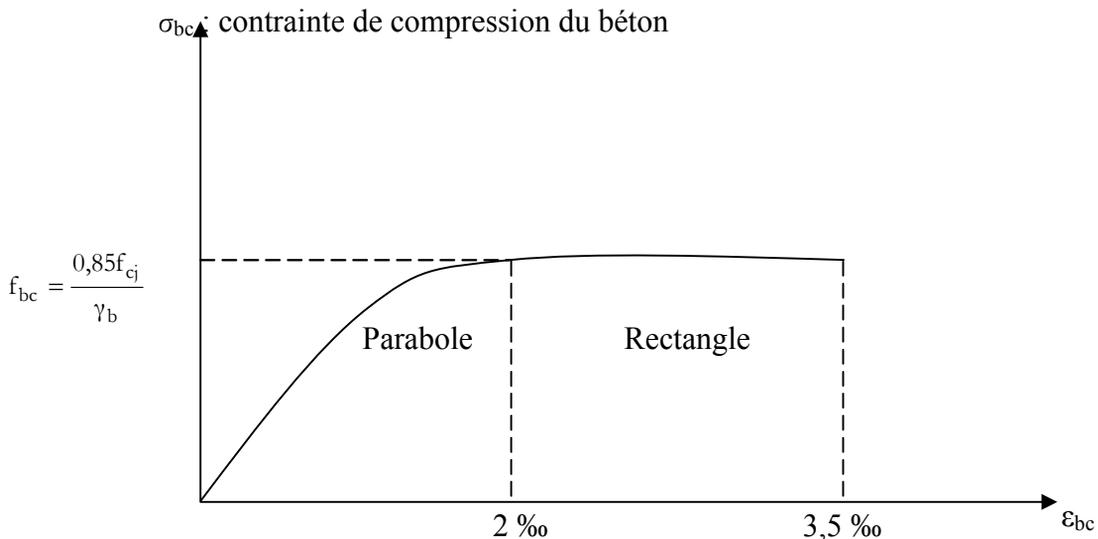
3-1-2 Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- Diagramme parabole rectangle :

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



ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

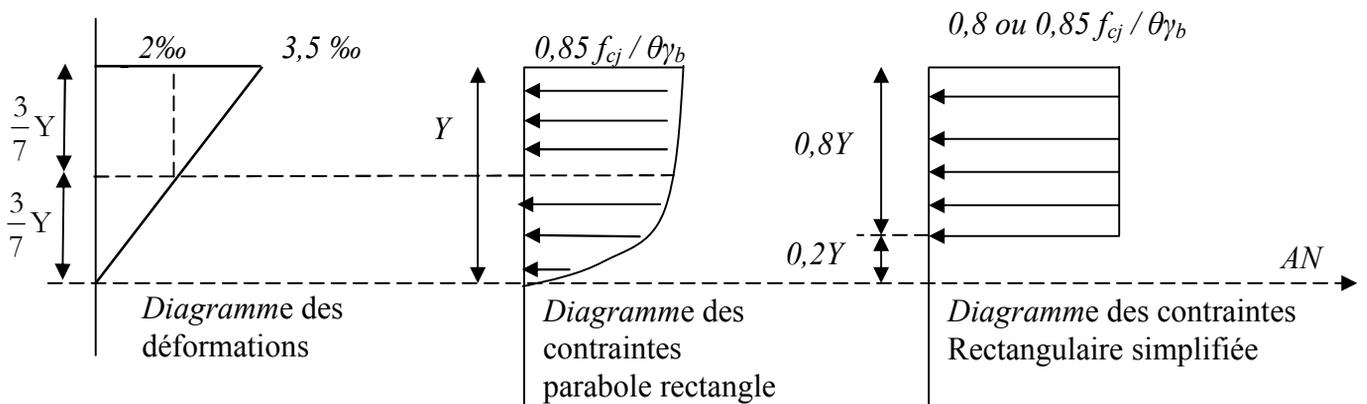
D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \times \epsilon_{bc})$$

$$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Diagramme rectangulaire :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.



- Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante 0,8 y la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées. $0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

3-1-3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \quad \text{Avec } b_0 : \text{ largeur de la pièce.}$$

d : hauteur utile.

3-1-4 Module de déformation longitudinal du béton :

- Module de déformation instantanée :

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

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{avec } E_{ij} f_{cj} \text{ en MPa}$$

- Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

3-1-5 Module de déformation transversale :

- Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \quad \text{pour ELS (béton non fissuré).}$$

$$\nu = 0,0 \quad \text{pour ELU (béton fissuré).}$$

3-2 Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage.

- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel Fe E215 FeE 235
- Acier à haute adhérence Fe E 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :
 $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

3-2-1 Diagramme déformation contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\epsilon\%)$$

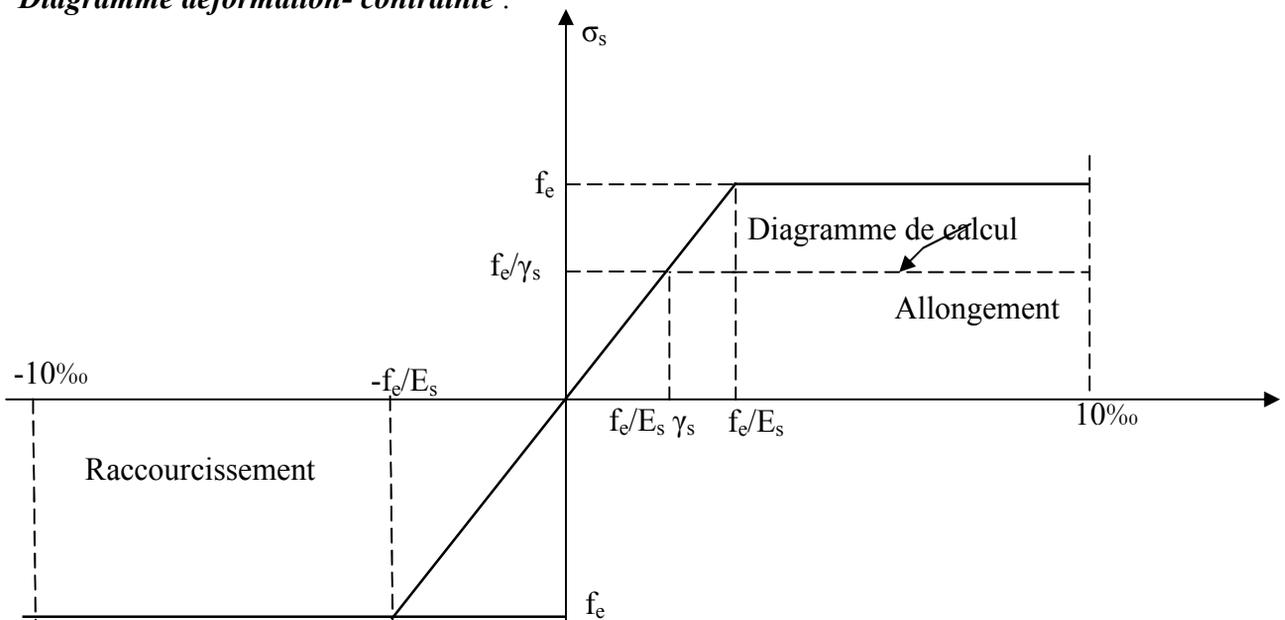
Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

Diagramme déformation- contrainte :



3-2-2 Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_c$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_c; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPA})$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5f_c; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPA})$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour des ronds lisses

$\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6\text{ mm}$

$\eta= 1,3$: pour les hautes adhérences avec $\Phi < 6\text{ mm}$

2-1 : Epaisseur du plancher :

On utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur des planchers ht
 $ht/L \geq 1/22,5$ avec l : La portée max de la poutrelle entre nus des appuis.

$L=550\text{cm}$

$ht \geq (550/22.5) = 24.44\text{cm}$ on prendra $ht=25\text{cm}$ {20cm pour le corps creux et 5cm pour la dalle de compression}

2-2 : Descente de charge :**a) Terrasse inaccessible :**

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
1-Gravillon de protection(e=5cm)	1.00kN/m ²
2-étanchéité multicouche (ep=2cm)	0.12kN/m ²
3-forme de pente en béton Leger (ep=7cm)	1.54kN/m ²
4-isolation thermique en liège (ep=4cm)	0.10kN/m ²
5-Plancher à corps creux (20+5)cm	3.35kN/m ²
6-Enduit en plâtre (e=2cm)	0.20kN/m ²

*charge permanente (poids propre) $G=6.31\text{kN/m}^2$

*surcharge d'exploitation $Q=1\text{kN/m}^2$

B)Plancher étage courant :

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
1- carrelage (ep=2cm)	0.4kN/m ²
2-Mortier de pose (ep=2cm)	0.4kN/m ²
3-sable fin pour mortier (ep=2cm)	0.35kN/m ²
4-isolation phonique	0.1kN/m ²
5-plancher a corps creux (20+5)	3.35kN/m ²
6-cloison en brique creux (10cm)	0.90kN/m ²
7-enduit en plâtre (2cm)	0.20kN/m ²

* $G=5.7\text{kN/m}^2$

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

c)Plancher étage RDC :

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m²</u>
1- carrelage (ep=2cm)	0.4kN/m ²
2-Mortier de pose (ep=2cm)	0.4kN/m ²
3-sable fin pour mortier (ep=2cm)	0.35kN/m ²
4-isolation phonique	0.1kN/m ²
5-plancher a corps creux (20+5)	3.35kN/m ²
6-cloison en brique creux (10cm)	0.90kN/m ²
7-enduit en plâtre (2cm)	0.20kN/m ²

* $G=5.7\text{kN/m}^2$

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

d)Murs extérieurs :

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m2</u>
1-enduit en ciment int (ep=2cm)	0.40kN/m ²
2-brique de (15cm)	1.35kN/m ²
4-l'ame d'aire	
5-brique de (10cm)	0.9kN/m ²
6-enduit en ciment ext (2cm)	0.4kN/m ²

*G=3.05kN/m²

e)Murs intérieurs :

<u>chargement</u>	<u>La charge KN/m2</u>
1-enduit en plâtre	0.18kN/m ²
2-brique de (10cm)	0.90kN/m ²
3-enduit en plâtre (2cm)	0.18kN/m ²

*G=1.26kn/m²

2-3 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

2-3-1 : Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles **B.A.E.L91** et **RPA99** version **2003**.

2-3-2 : Pré dimensionnement des poteaux :

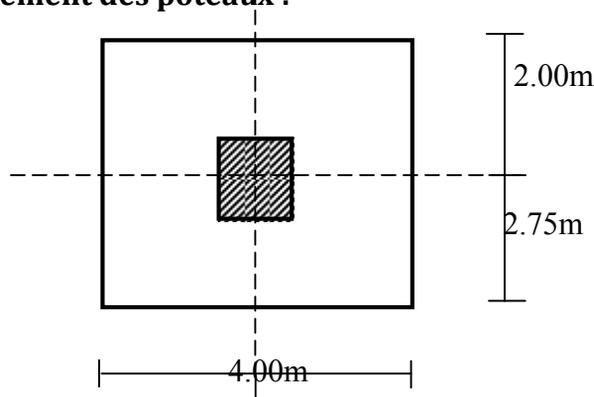


Figure 2-1:section du poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S=(4.75*4)= 19m^2$

Avec : S : surface supportée par le poteau le plus défavorable. On suppose une charge moyenne de :

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

$$N_u = Q \cdot S \cdot n$$

- Q : Charge moyenne répartie de 1 t/m².

- n : nombre d'étage (plancher).

*Poteaux de RDC (n = 7)

$$N_u = 1 \times 19 \times 7 = 133 \text{ t}$$

$$* N_u = 1.33 \text{ MN.}$$

$$\text{Soit : } d = (l_f \times 23) / \lambda$$

On prend $\lambda = 35$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad (\text{encastré}) \quad l_0 = 400 \text{ cm}$$

$$\alpha = (0.7 \times 4.00 \times 23) / 35 = 27.71 \text{ cm}$$

***section réduit (br) :**

Selon **BAEL 91**

$$B_r \geq [B \times N_u / (f_{bc} / 0.9 + 0.85 \times (A_s F_e / B_r \gamma_s))]$$

$$B = 1 + 0.2(\lambda / 35)^2 = 1.2$$

Le Pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut

Prendre:

$$A_s / B_r = 1\%.$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}, F_{bc} = 14.17, \gamma_s = 1.15$$

$$B = [(1.2 \times 1.33) / ((14.17 / 0.9) + (0.85 \times (1/100) \times (400 / 1.15)))]$$

$$B \geq 0.0853 \text{ m}^2$$

$$B \geq 853.48 \text{ cm}^2$$

on prend a=b

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) \geq 853.48$$

$$\text{Donc } a \geq 29.23$$

on prend a=b=45cm

*Calcul de la section suivant le **RPA99**

$$N_u / B \times F_{c28} \leq 0.30 \quad \text{AVEC } B \text{ section de poteaux}$$

Les résultats des calculs de pré dimensionnement sont les suivants

Poteaux de RDC(n=7)

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

$$B \geq N_u / (F_{c28} \times 0.30) = 1.33 / (0.3 \times 25) = 1773.33$$

$$b = a \geq 1773.33 = 42.11 \text{ cm}$$

soit un poteau RDC de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

2-3-3 : Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

- $\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée.
- $\min(a, b) \geq h_e / 20 = 400 / 20 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée.
- $1/4 < a/b < 4 \Rightarrow 1/4 < 1 < 4 \rightarrow$ Vérifiée.

2-3-4 : Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 6ème étage par ce qu'il a la plus faible section.

- Calcul du moment d'inertie

$$I_x = I_y = ab^3 / 12 = 45^4 / 12 = 341718.75 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{341718.75}{2025}} = 12.99 \text{ cm}$$

•Elancement smécanique $\lambda(x, y)$

$$L_f = K \cdot L_0$$

AVEC

- L_f : longueur de flambement.
- $L_0 = 3,06$ m (La hauteur sur le plafond).
- $K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.
 $L_0 = 2.80$

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0.7 \times 2.80 / 12.99 \cdot 10^{-2} =$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 15.09 < 70 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

poteau	N étage	S(m ²)	N _U (MN)	(a*b) (cm)	L ₀ (m)	L _f (m)	I (m ⁴)	A (m ²)	i (m ⁴)	λ	condition
RDC	7	19	1.33	(45*45)	4.00	2.80	0.00347	0.2025	0.13	21.54	Cv
1	6	19	1.14	(45*45)	2.80	1.96	0.00347	0.2025	0.13	15.08	Cv
2	5	19	0.95	(40*40)	2.80	1.96	0.00213	0.16	0.115	17.04	v
3	4	19	0.76	(40*40)	2.80	1.96	0.00213	0.16	0.115	17.04	Cv
4	3	19	0.57	(35*35)	2.80	1.96	0.00125	0.1225	0.101	19.41	Cv
5	2	19	0.38	(35*35)	2.80	1.96	0.00125	0.1225	0.101	19.41	Cv
6	1	19	0.18	(30*30)	2.80	1.96	0.00068	0.090	0.087	22.53	Cv

2-4-1 : Pré dimensionnement des poutres :

2-4-1-1-Définition:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a de types de poutres :

•Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

* elles relient les poteaux.

* elles Supportent la dalle.

•**Les poutres secondaires(Chainages) :**

Elles relient les portiques sentre eux pour ne pas basculer.

2-4-1- 2 : Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L91** on à:

$$L/ 15 \leq h \leq L/ 10$$

Avec:

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

-h : hauteur de la poutre.

•Les poutres principales : L=5,50 m

$$\text{Donc } 5,50 / 15 \leq h \leq 5,50 / 10 \Rightarrow 0.3666 \leq h \leq 0,55$$

** Alors on prend : h = 45cm. Pour toutes les poutres principales.

$$\Rightarrow h / 5 \leq b \leq h / 2 \Rightarrow 10 \leq b \leq 25$$

\(\Rightarrow\) On prend le min de **R.P.A** \(\Rightarrow\) b = 30cm pour toutes les poutres principales.

•Les poutres secondaires : L=4,30 m

$$\text{Donc; } 4,30 / 15 \leq h \leq 4,30 / 10 \Rightarrow 0.2866 \leq h \leq 0.43$$

Alors en prend : h = **35 cm

$$\Rightarrow h / 5 \leq b \leq h / 2 \Rightarrow 7 \leq b \leq 17,5$$

\(\Rightarrow\) On prend le min de **R.P.A** \(\Rightarrow\) **b = 30cm**

D'après le **R.P.A 99(version2003)**:

* b \geq 20 cm \rightarrow 30 cm $>$ 20 cm \rightarrow **Vérifiée.**

* h \geq 20 cm \rightarrow 50 cm $>$ 20 cm \rightarrow **Vérifiée.**

* h / b $<$ 4 \rightarrow 50 / 30 $<$ 4 \rightarrow **Vérifiée.**

2-5 : Récapitulation de pré dimensionnement :

Tableau2-1 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

Elément	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	(45*45)	(30*45)	(30*35)
1 ^{er} étage	(45*45)	(30*45)	(30*35)
2 ^{ème} étage	(40*40)	(30*45)	(30*35)
3 ^{ème} étage	(40*40)	(30*45)	(30*35)

4 ^{ème} étage	(35*35)	(30*45)	(30*35)
5 ^{ème} étage	(35*35)	(30*45)	(30*35)
6 ^{ème} étage	(30*30)	(30*45)	(30*35)

2-5-1 :Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types de voiles :

-Voile de contreventement:

Zone d'ORAN { -nombre d'étages ≥ 4
-la hauteur $\geq 12m$

-Voile de soutènement:

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité

Le **R.P.A 99(version2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{array} \right.$$

Avec :L: longueur du voile
a: épaisseur des voiles (a min =15 cm)
he: hauteur libre d'étage(2,80)
 $a \geq 2,80/20=0,14$ m

Tableau2-2: dimensions des voiles

Niveau	Epaisseur a(cm)
RDC	20
1 ^{er}6 ^{ème} étages	15

3-1 :Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

3-2 :Étude du Plancher à corps creux :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double Fonction :

Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, ils servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux .ils sont infiniment rigides dans leurs plans.

Celle d'isolation thermique et acoustique :Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

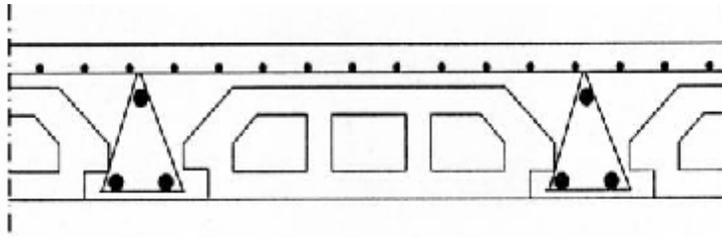


Figure 3-1 : coupe transversale du plancher

3-2-1 :Vérification des conditions :

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

3.2.2. Le type de poutrelle

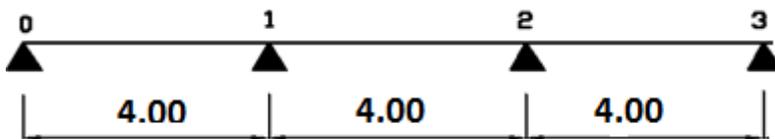


Figure 3-2:schémas statiques de poutrelle

3-2-3 :Les charges des poutrelles :

Tableau 3-1:Charges supporté par Les poutrelles.

niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q) × b	ELS(KN/ml) (G+Q) × b
Terrace inaccessible	6.31	1	0,65	6,51	4.75
Étage courant	5,7	1,5	0,65	6.46	4.68
RDC	5,7	2,5	0,65	7.44	5,33

3-2-4 : Détermination des efforts internes :

Terrace inaccessible:

$q_u = 6.51 \text{KN/ml.}$

$q_s = 4.75 \text{KN/ml.}$

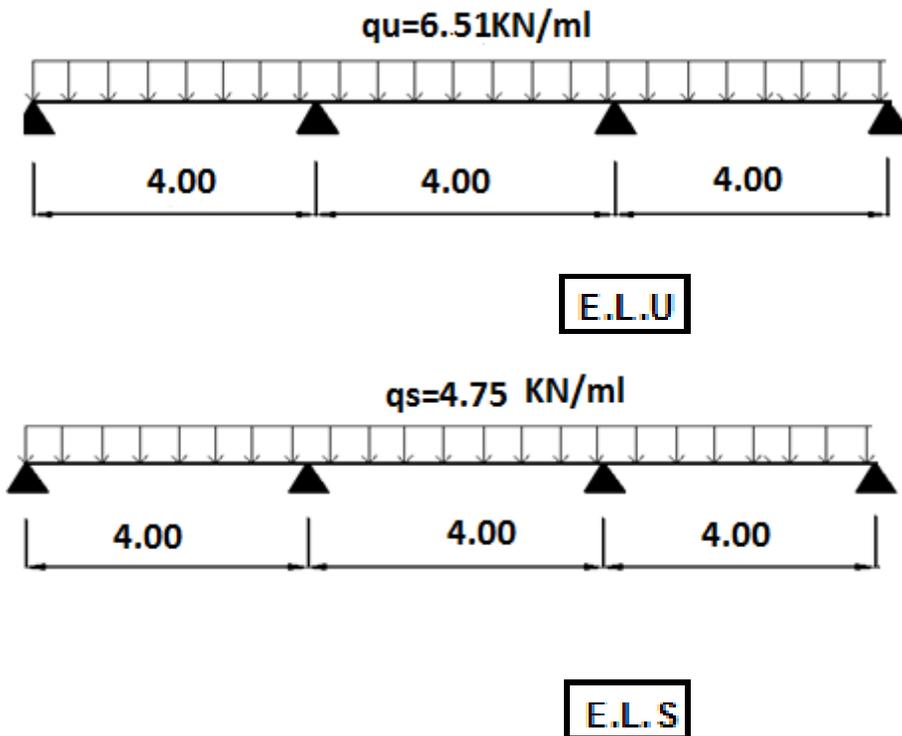


Figure 3-3: Schémas statiques de type 1

3-2-5 :Méthodes des trois moments :

a-Moment en appuis :

L'équation des trois moments s'écrit

❖ **ELU:**

Travée 0 – 1-2

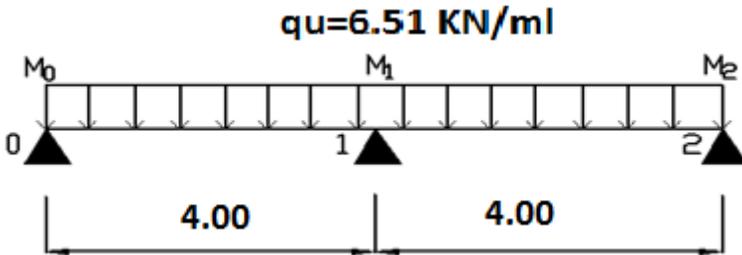


Figure 3-4:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU

$$M_0L_1+2M_1 \times (L_1+L_2)+M_2L_2=-6EI(w_{g1}+w_{d1})$$

Travée 1 – 2-3

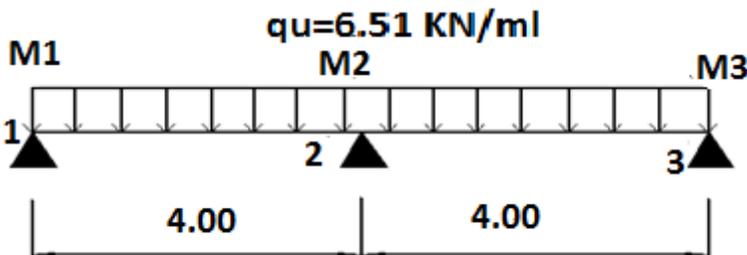


Figure 3-5:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELU

$$M_1L_2+2M_2 \times (L_2+L_3)+M_3L_3=-6EI(w_{g2}+w_{d2})$$

.Calcul :

$$*M_04+2M_1 \times (4+4)+M_24=-6EI(w_{g1}+w_{d1})$$

$$*M_14+2M_2 \times (4+4)+M_34=-6EI(w_{g2}+w_{d2})$$

Avec $qu=6.51KN/ml$

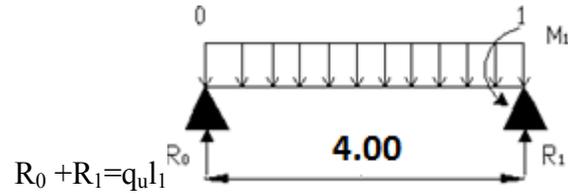
$$W_{g1}=(qu \times l_1^3)/24EI \quad \text{et} \quad W_{d1}=W_{g2}=(qu \times l_1^3)/24EI \quad \text{et} \quad W_{d2}=(qu \times l_1^3)/24EI$$

$$W_{g1}=W_{d1}=W_{g2}=W_{d2}=17.36 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} 16M_1+4M_2=-6(17.36+17.36) \\ M_1+16M_2=-6(17.36+17.36) \end{cases} \quad M_1 \rightarrow M_2 = -10.42 \text{ KNm}$$

***Calcul des moments et des efforts tranchants:**

Travée 0 – 1



$$R_0 + R_1 = q_u l_1$$

$$\sum M/1 = 0 \implies R_0 \cdot l_1 - q_u l_1^2 / 2 - M_2 = 0$$

$$R_0 = 10.42 \text{ KN} \quad R_1 = 15.62 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2 \quad \text{et} \quad T(x) = R_0 - q_u x$$

$$M(x) = \begin{cases} M(x) = 0 \\ M(x) = -10.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_0 = 10.42 \text{ KN} \\ T(x) = -15.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{si } T(x) = 0 \implies x = R_0 / q_u = 1.60 \text{ m}$$

$$M(x)_{\max} = M(1.60) = 10.42 \times 1.6 - 6.51 \times (1.6)^2 / 2 = 8.33 \text{ KN.m}$$

Travée 1–2



$$R_1 + R_2 = q_u l_2$$

$$\sum M/2 = 0 \implies R_1 \cdot l_2 - q_u l_2^2 / 2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = 13.02 \text{ KN} \quad R_2 = 13.02 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1 \quad \text{et} \quad T(x) = R_1 - q_u x$$

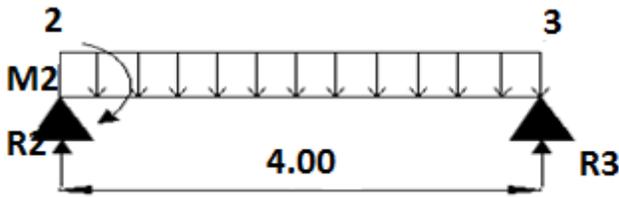
$$M(x) = \begin{cases} M(x) = -10.42 \text{ KN.m} \\ M(x) = -10.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_1 = 13.02 \text{ KN} \\ T(x) = -13.02 \text{ KN} \end{cases}$$

si $T(x)=0 \implies x=R_1/q_u=2.00$

$M(x)_{max}=M(2.00)=13.02 \times 2 - 6.51 \times (2.00)^2/2 - 10.42 = 2.60 \text{ KN.m}$

Travée 2 –3



$R_2 + R_3 = q_u l_3$

$\sum M/1=0 \implies R_2 \cdot l_3 - q_u l_3^2/2 + M_2 = 0$

$R_3 = 10.42 \text{ KN} \quad R_2 = 15.62 \text{ KN}$

$M(x) = R_2 x - q_u x^2/2 + M_2$ et $T(x) = R_2 - q_u x$

$$M(x) = \begin{cases} M(x) = -10.42 \text{ KN.m} \\ \\ M(x) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_2 = 15.625 \text{ KN} \\ \\ T(x) = -10.4 \text{ 2KN} \end{cases}$$

si $T(x)=0 \implies x=R_2/q_u=2.40 \text{ m}$

$M(x)_{max}=M(2.40)=15.625 \times 2.4 - 6.51 \times (2.4)^2/2 - 10.42 = 8.33 \text{ KN.m}$

❖ ELS:

Travée 0 – 1–2

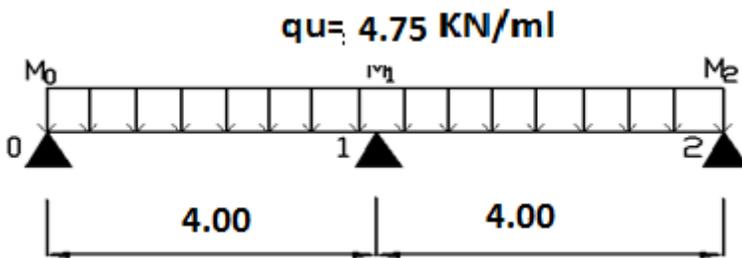


Figure 3-6:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS

$M_0 L_1 + 2M_1 \times (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6EI(w_{g1} + w_{d1})$

Travée 1 – 2-3

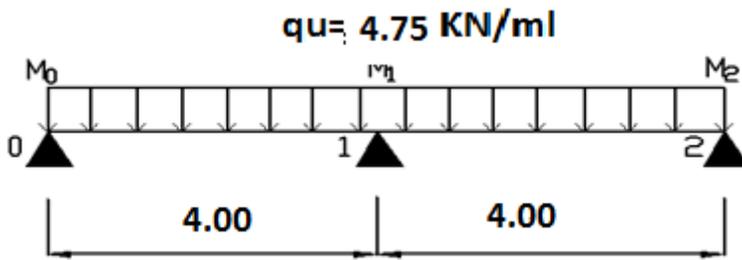


Figure 3-7:schéma statique de la poutrelle type 1 à l'ELS

$$M_1L_2+2M_2\times(L_2+L_3)+M_3L_3=-6EI(w_{g2}+w_{d2})$$

.Calcul :

$$*M_04+2M_1\times(4+4)+M_24=-6EI(w_{g1}+w_{d1})$$

$$*M_14+2M_2\times(4+4)+M_34=-6EI(w_{g2}+w_{d2})$$

Avec $q_s=4.75KN/ml$

$$W_{g1}=(q_s\times l_1^3)/24EI \quad \text{et} \quad W_{d1}=W_{g2}=(q_s\times l_1^3)/24EI \quad \text{et} \quad W_{d2}=(q_s\times l_1^3)/24EI$$

$$W_{g1}=W_{d1}=W_{g2}=W_{d2}=12.67 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 16M_1+4M_2=-6(12.67+12.67) \\ 4M_1+16M_2=-6(12.67+12.67) \end{array} \right. \implies M_1=M_2=-7.602KNm$$

*** Calcul des moments et des efforts tranchants:**

Travée 0 – 1

$$R_0 + R_1 = q_s l_1$$



$$\sum M/1=0 \implies R_0.l_1 - q_u l_1^2/2 - M_2=0$$

$$R_0 = 7.60KN \quad R_1 = 11.40KN$$

$$M(x) = R_0 x - q_s x^2/2 \quad \text{et} \quad T(x) = R_0 - q_s x$$

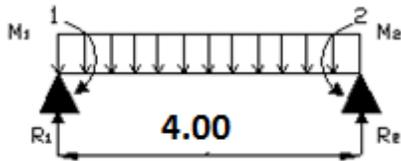
$$M(x) = \begin{cases} M(x)=0 \\ M(x)=-7.60KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x)= R_0=7.6 \text{ KN} \\ T(x)=-11.40KN \end{cases}$$

si $T(x)=0 \implies x=R_0/q_s=1.6m$

$M(x)_{max}=M(1.60)=7.6 \times 1.6 - 4.75 \times (1.6)^2 / 2 = 6.08 \text{KN.m}$

Travée 1-2



$R_1 + R_2 = q_s l_2$

$\sum M/2 = 0 \implies R_1 \cdot l_2 - q_u l_2^2 / 2 + M_1 - M_2 = 0$

$R_1 = 9.5 \text{KN} \quad R_2 = 9.5 \text{KN}$

$M(x) = R_1 x - q_s x^2 / 2 + M_1$ et $T(x) = R_1 - q_s x$

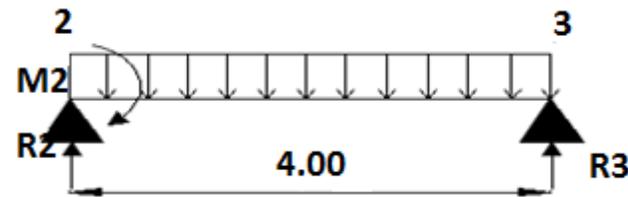
$$M(x) = \begin{cases} M(x) = -7.602 \text{KN.m} \\ M(x) = -7.602 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = 9.50 \text{KN} \\ T(x) = -9.50 \text{KN} \end{cases}$$

si $T(x)=0 \implies x=R_1/q_s=2.00$

$M(x)_{max}=M(2.00)=9.5 \times 2 - 4.75 \times (2.00)^2 / 2 - 7.602 = 1.90 \text{KN.m}$

Travée 2-3



$R_2 + R_3 = q_s l_3$

$\sum M/1 = 0 \implies R_2 \cdot l_3 - q_s l_3^2 / 2 + M_2 = 0$

$R_3 = 7.6 \text{KN} \quad R_2 = 11.40 \text{KN}$

$M(x) = R_2 x - q_s x^2 / 2 + M_2$ et $T(x) = R_2 - q_u x$

$$M(x) = \begin{cases} M(x) = 0 \text{KN.m} \\ M(x) = -7.6 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(x) = R_2 = 11.40 \text{KN} \\ T(x) = -7.6 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{si } T(x)=0 \implies x=R_2/q_s=1.60\text{m}$$

$$M(x)_{\max}=M(1.6)=7.6 \times 1.6 - 4.75 \times (1.6)^2 / 2 = 6.08 \text{KN.m}$$

Pour les autres poutrelles des différents étages nous avons utilisé le logiciel SAP 2000:

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les tableaux ci-après:

Tableau 3-2:différents sollicitation pour l' ELU

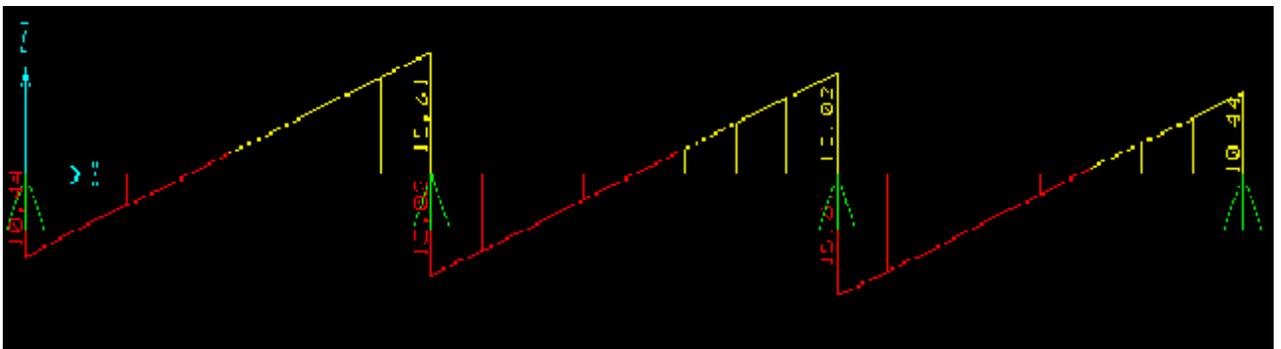
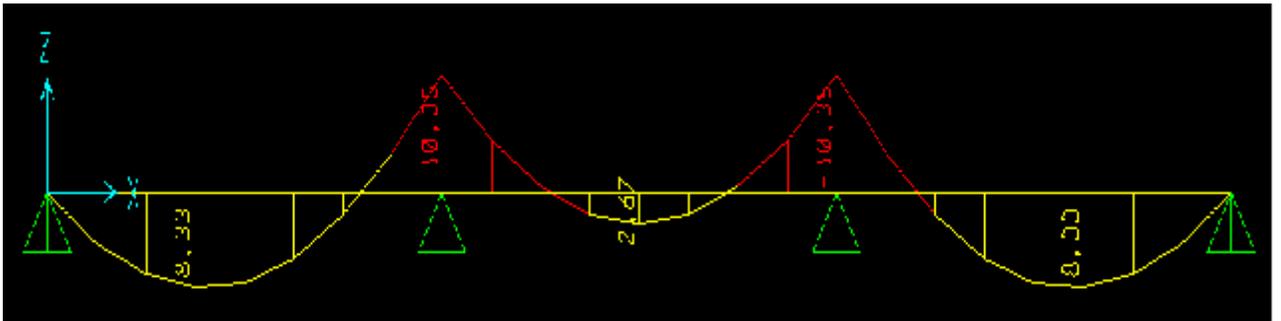
plancher	$M_{\text{appui}}(\text{KN.m})$	$M_T (\text{KN.m})$	T (KN)
RDC	11.82	9.51	17.83
Etage courant	10.27	8.27	15.50
Terrasse inaccessible	10.35	8.33	15.61

Tableau 3-3différents sollicitation pour l' ELS

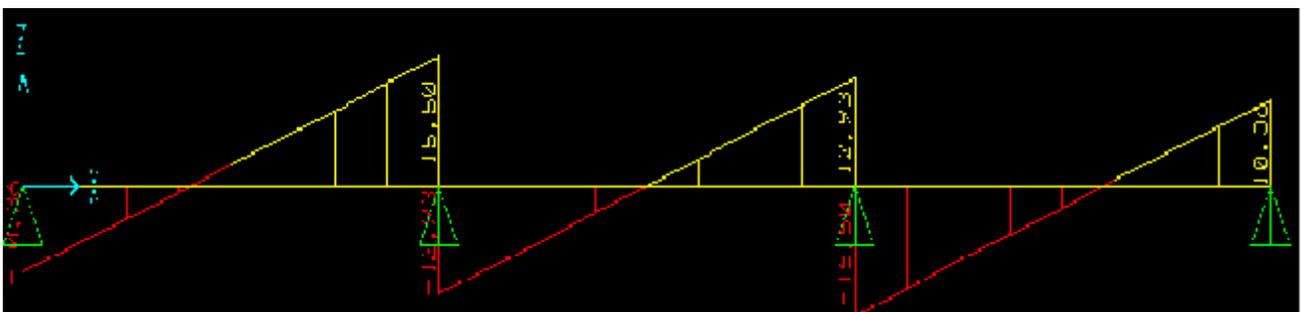
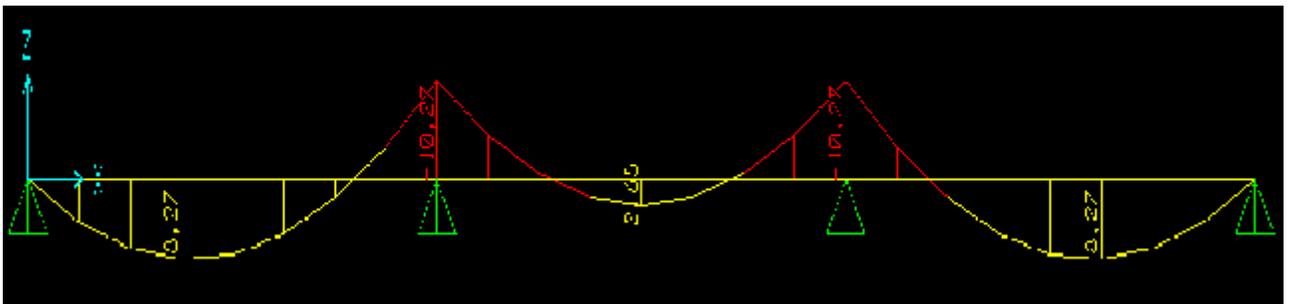
plancher	$M_{\text{appui}}(\text{KN.m})$	$M_T (\text{KN.m})$	T (KN)
RDC	8.47	6.82	12.78
Etage courant	7.44	5.99	11.22
Terrasse inaccessible	7.55	6.08	11.39

ELU :

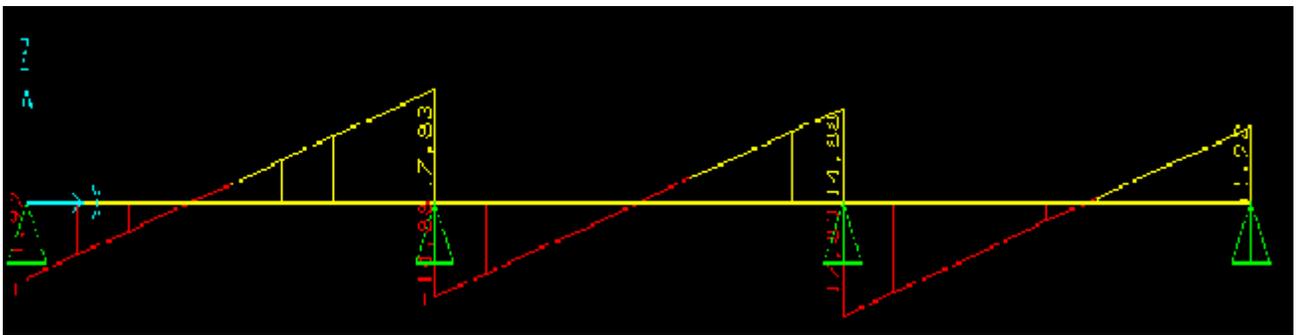
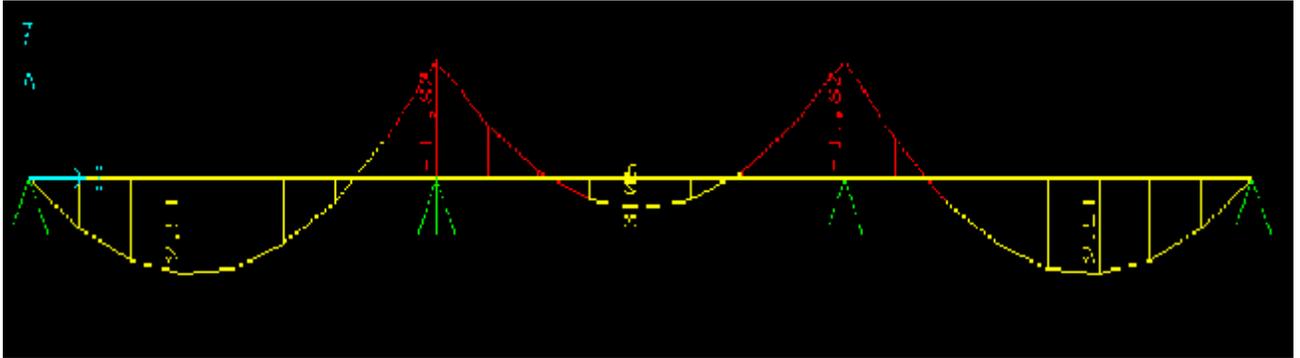
-Terrasse inaccessible



Etage courante

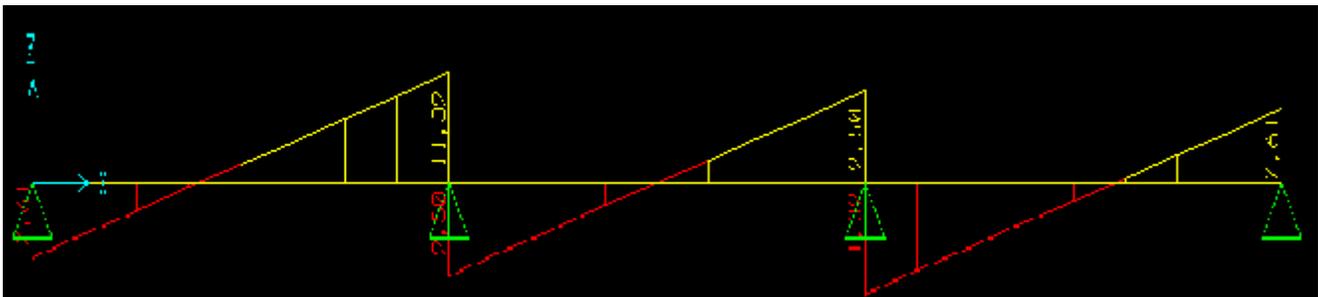
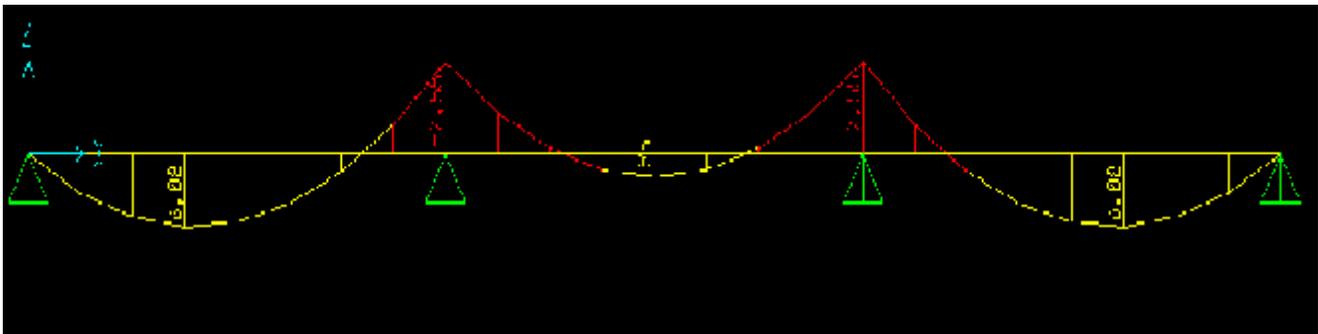


-RDC

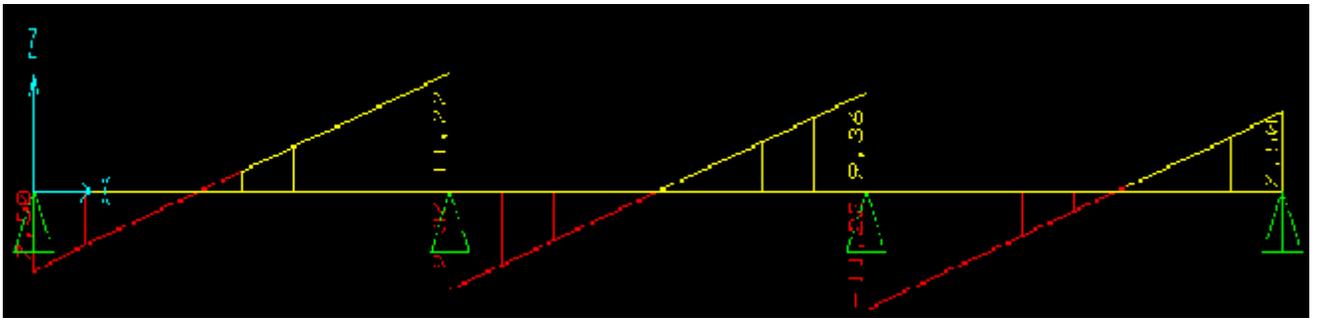
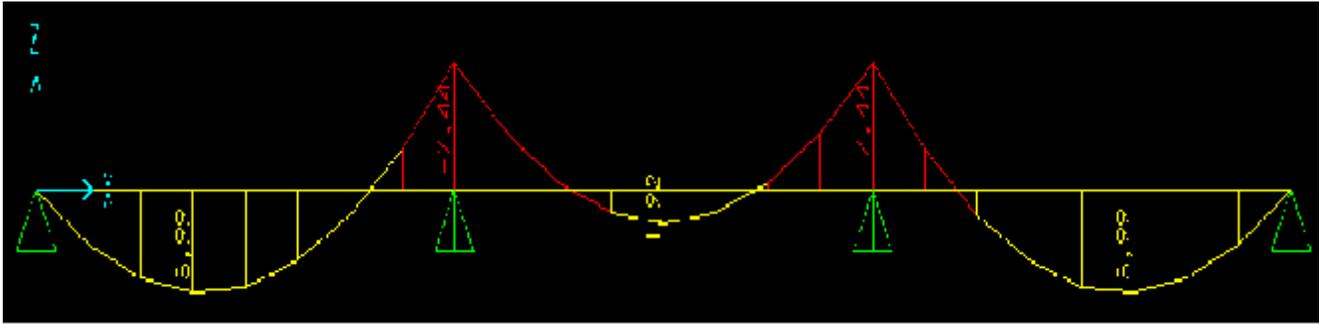


ELS :

-Terrasse inaccessible



Etage courante



-RDC

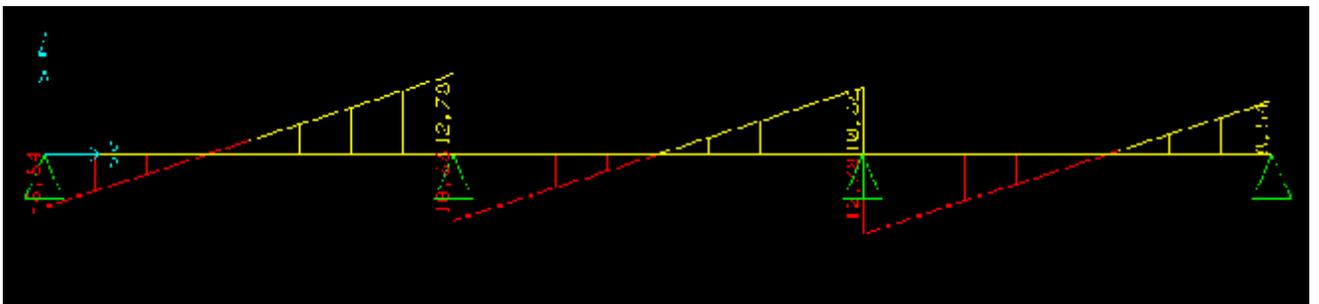
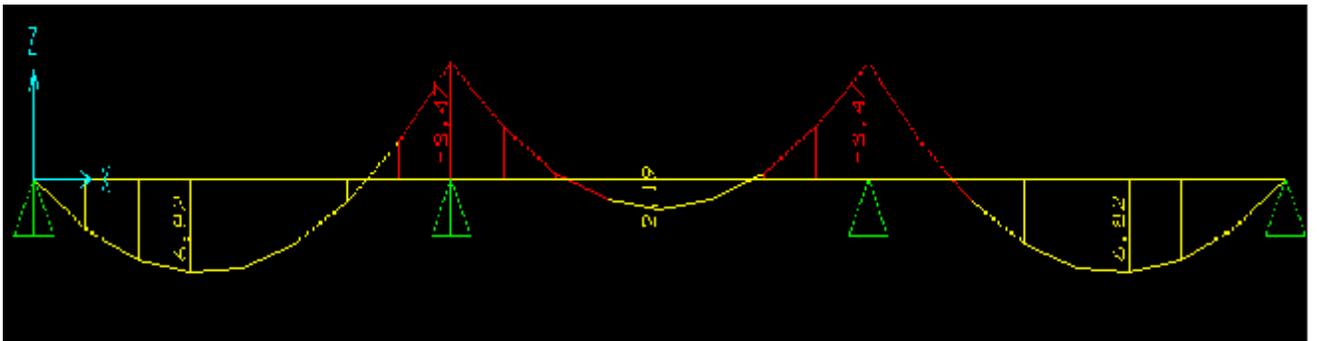


Figure 3-8 : les diagrammes des moments et l'effort tranchant des différents types des poutrelles

3.2.6. Ferrailage des poutrelles (flexion simple)

Poutrelle type (1) niveau de RDC:

a) **Armature longitudinale :**

❖ **ELU :**

-en travée :

$$M_{max} = 8.33\text{KN.m} = 0.00833\text{MN.m}$$

$$M_t = b h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0 / 2)$$

$$b = 0,65 \text{ m} , h_0 = 0,05\text{m} , h = 0,25\text{m}$$

$$d = 0,9 h = 0,225$$

$$f_{bu} = 14,17\text{MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,225 - 0,025) = 0,0921 \text{ MN.}$$

$M_u \text{ max} < M_t$ d'onc la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (section **Te**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu = \frac{M_{max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,00833}{(0,65) \cdot (0,225)^2 \cdot (14,17)} = 0,017$$

$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,022 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,222\text{m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.022.$$

$$z = 0.222\text{m}$$

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

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,00833}{348(0.222)} = 1.08\text{cm}^2.$$

Choix : $A_{st} = 2T10 = 1.57\text{cm}^2$

• **Condition de non fragilité**

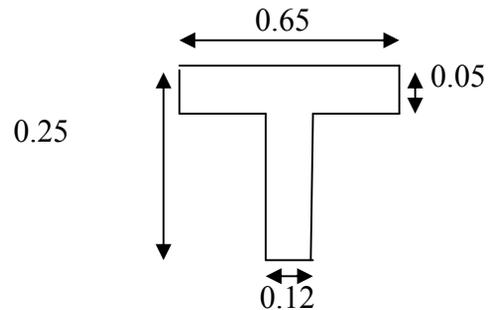


Figure 3-9: dimension poutrelle

$$A_{st} \geq 0.23 b.d \frac{f_t 28}{f_e}$$

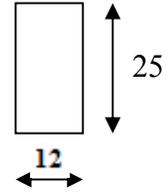
$$A_{st} \geq 0.23(0.65) (0.225) \frac{2.1}{400} = 1.76 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} > 1.76 \rightarrow$ condition vérifiée

-En appuis

$$M_{\max} = 10.35 \text{ KN.m} = 0,01035 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,01035}{(0.12) \cdot (0.225)^2 \cdot (14.17)} = 0,120$$



$\mu < 0.392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 0.160.$$

$$z = 0.210 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,01035}{348(0.210)} = 1.642 \text{ cm}^2.$$

Choix : $A_{st} = 1T10 + 1T12 = 1.92 \text{ cm}^2$

- ELS

- En travée

$$M_s = 0,85 \times 6.08 = 5.17 \text{ KN.m}$$

•Position de l'axe neutre:

$$Bx^2/2 + nA_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow 32.5x^2 + 15 \times 2.26 \times (13.5 - x) = 0$$

$$X = 3.91 \text{ cm}$$

•Le moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n A_{st}(d-y)^2 = 8293.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_s/I_G) \times n = 2.44 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.44 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu.

$$\sigma_{st} = (M_s/I_G) \times n \times (d-x) = 140.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}=400\text{MPa}$$

$$\sigma_{st}=140.17\text{MPa} < \sigma_{st}=400\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

b) Armature transversale :

• **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = Tu / b_0 d \quad \text{avec } b_0=12\text{cm, } d= 18.9 \text{ cm, } Tu= 11.39 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.50 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

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

• **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi \text{ min}, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}, 1,2, \frac{12}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,6, 1,2, 1,2)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

• **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \text{ min}, 30 \text{ cm}\right) \quad \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}, 12 \times 1,2, 30\right)$$

$$\Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S_t \leq \frac{21}{2}$$

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

• **Condition de non fragilité**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2,1 / 400$$

$A_{st \text{ min}} \geq 1,48 \text{ cm}^2$. (Condition vérifiée $A_{st \text{ appui}} \geq 1,48 \text{ cm}^2$)

- **Vérification au glissement**

En appui :

$$T_u - M_u / 0,9.d \leq 0$$

$$-28.46 < 0 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche**

$$f_{admissible} = \frac{L}{500}$$

$$L = 4.00 \text{ m} \Rightarrow f_{admissible} = 0.008 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.65 \cdot 0.21^3}{12} + 15 \cdot 1.57 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$I_0 = 5.2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\varphi \cdot (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})}$ Avec $\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57 \cdot 10^{-4}}{0.12 \cdot 0.21} \Rightarrow \varphi = 0.0062 \Rightarrow \lambda_i = 6.65$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.657$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 1.065 \cdot 10^{-4} \cdot \text{m}^4$$

$E_i = 32164,19 \text{ Mpa}$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = 0.00178 \text{ m}^{-1}$$

Donc $f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.0028 \text{ m} < f_{admissible} = 0.008 \text{ m}$ Condition vérifiée

3.2.8. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-4 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

	A _{st} calculé		A _{st} choisie	
	travée	appui	Travée (cm ²)	appui (cm ²)
RDC	1.32	1.66	2T10=1.57	1T10+1T12=1.92
Etage courant	1.13	1.4	2T10=1.57	1T10+1T12=1.92
terrasse	1,29	1.63	2T10=1.57	1T10+1T12=1.92

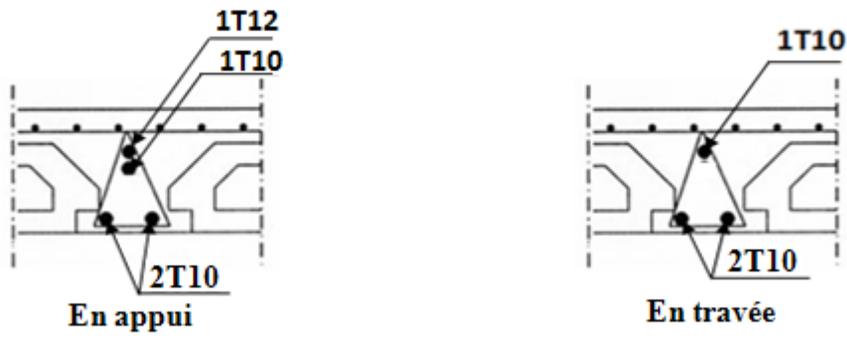


Figure 3-10: disposition des armatures dans la poutrelle (appuis et travée)

b-Longueur de ligne de foulée:

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du coté du jour.

$$L = ((n_1/2) - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0.3 \times 11 = 3.3 \text{ m.}$$

$$L = ((n_2/2) - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0.3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$$

C- l'inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{1.55}{2.15} = 0.72$$

$$\alpha = 35.79$$

d-L'épaisseur du palier intermédiaire

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{3.3}{30} \leq e \leq \frac{3.3}{20}$$

$$\Rightarrow 0.11 \leq e \leq 0.165$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2.4}{30} \leq e \leq \frac{2.4}{20}$$

$$\Rightarrow 0.08 \leq e \leq 0.12.$$

On prend: e = 12cm.

3-3-2 : Descente des charges

a)Paillasse:

Tableau3.5 Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

N ^o	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical epx22xh/g	0,02	22,00	0,55
5	Mortier de ciment vertical epx20xh/g	0,025	20,00	0,50
6	Poids propre de la paillasse epx25cosα	0,12	25,00	3.00
7	Poids propre des marches h/2x22	/	22,00	1,90
8	Garde-corps	/	/	0,13
9	Enduit en plâtre	0,025	10,00	0,25

-charge permanente : $G=7.51\text{KN/m}^2$

-Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$QU1= (1,35G+1,5Q)=13.89\text{KN/ml}$

$Qser2= (G+Q).1\text{m}=10,01\text{KM/ml}$

b) Palier

Tableau3.6 Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

$N=0$	Désignation	ep(m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep×25	0,12	25,00	3,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

- charge permanente : $G=4.33\text{KN/m}^2$

-surcharge d'exploitation : $Q=2.5\text{KN/m}^2$

$QU2= (1,35 G+1,5 Q)=9.60\text{KN/ml}$

$Qser2= (G+Q).1\text{m}=6.83\text{KM/ml}$

▪ **La pailleasse**

$G = 7.51\text{kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

▪ **Palier de repos**

$G = 4.33 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

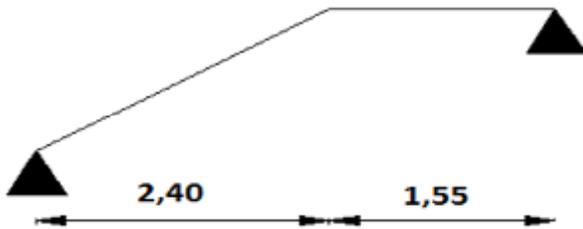
Combinaisons d'action

Tableau3-7:combinaison d'action

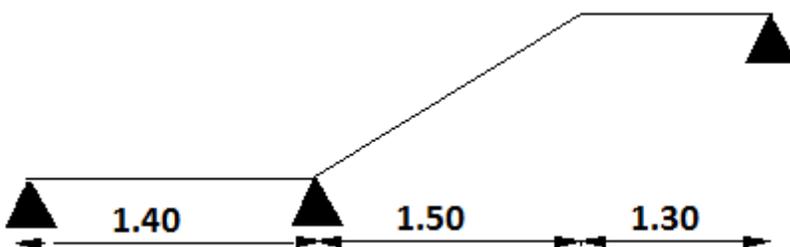
Combinaison d'action	La pailleasse (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)
ELU	13.89	9,6
ELS	10.01	6.83

3-3-3/ Les type d'escaliers:

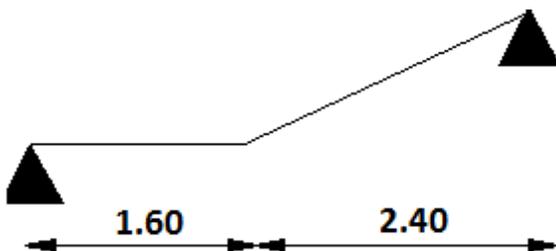
Type 1-



Type-2



Type-3



3-3-4/Détermination des sollicitations internes

3-3-4-1/calcul a l'ELU :Type 1

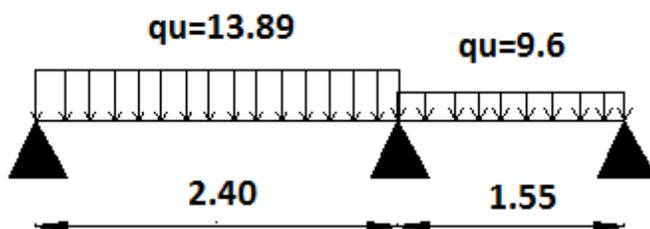


Figure 3-13: schéma statique des escaliers a L'ELU

***calcul de la réaction d'appuis :**

$$\sum F_V=0 \Rightarrow R_A+R_B=13.89 \times 2.4+1.55 \times 9.6$$

$\Rightarrow R_A + R_B = 48.24 \text{ KN}$

$\sum M_F / A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 3.95) + (13.89 \times 2.4 \times 1.2) + (9.6 \times 1.55 \times 3.175)$

$\Rightarrow R_B = 22.08 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A = 26.22 \text{ KN}$

***détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

-section : $0 \leq x \leq 2.4$

$M(x) = R_A \times x - q_u \times x^2 / 2$

$M(x) = 26.22x - 13.89x^2 / 2$

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$M(2.4) = 22.56 \text{ KN.m}$

$M'(x) = R_A - q_u \times x \Rightarrow x = 1.59 \text{ € } [0 ; 2.4]$

$M_{\max} = M(1.59) = 24.575$

$T(x) = R_A - q_u \times x \Rightarrow T(x) = 22.088 - 13.89x$

$T(0) = 26.12 \text{ KN}$

$T(2.4) = -7.208 \text{ KN}$

-section : $2.4 \leq x \leq 3.95$

$M(2.4) = 22.56 \text{ KN.m}$

$M(3.95) = 0 \text{ KN.m}$

$T(2.4) = -7.208 \text{ KN}$

$T(3.95) = -22.08 \text{ KN}$

3-3-4-2 : calcul a l'ELS :

***calcul de la réaction d'appuis :**

$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.01 \times 2.4 + 1.55 \times 6.83$

$\Rightarrow R_A + R_B = 34.61 \text{ KN}$

$\sum M_F / A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 3.95) + (10.01 \times 2.4 \times 1.2) + (6.83 \times 1.55 \times 3.175)$

$\Rightarrow R_B = 15.80 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A = 18.80 \text{ KN}$

***détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

-section : $0 \leq x \leq 2.4$

$M(x) = R_A \times x - q_s \times x^2 / 2$

$M(x) = 18.80x - 10.01x^2 / 2$

$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$M(2.4) = 16.29 \text{ KN.m}$

$M'(x) = R_A - q_s \times x \Rightarrow x = 1.878 \text{ € } [0 ; 2.4]$

$M_{\max} = M(1.878) = 17.654$

$T(x) = R_A - q_s \times x \Rightarrow T(x) = 18.80 - 10.01x$

$T(0) = 18.8 \text{ KN}$

$T(2.4) = 5.224 \text{ KN}$

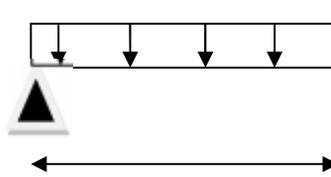


Figure 3-14: section 1-1 a l'ELU

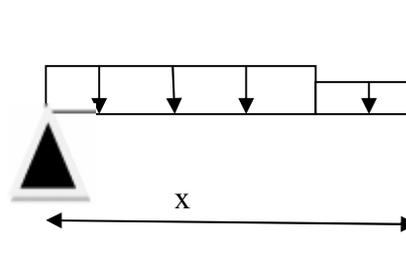


Figure 3-15: section 2-2 a l'ELU

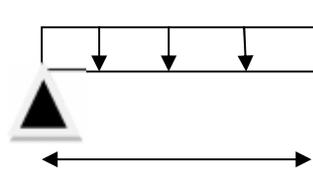


Figure 3-16: section 1-1A l'ELS

-section : $2.4 \leq x \leq 3.95$

$M(2.4) = 16.29 \text{ kN.m}$

$M(3.95) = 0 \text{ kN.m}$

$T(2.4) = -5.22 \text{ kN}$

$T(3.95) = -15.81 \text{ kN}$

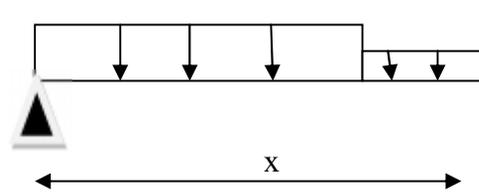


Figure 3-17: section2-2 A'ELS

Récapitulatif des moments et efforts tranchants :

Les sollicitations internes sont déterminées par le logiciel « SAP2000 »

ELU

	ELU	ELS
$M_{\max}(\text{kN.m})$	24.575	17.654
$T_{\max}(\text{kN})$	26.12	18.80

Tableau 3-8: les sollicitations internes pour les trois types d'escaliers

	ELU		ELS	
	$M_{\max}(\text{kN.m})$	$T_{\max}(\text{kN})$	$M_{\max}(\text{kN.m})$	$T_{\max}(\text{kN})$
Type 1	24.575	26.12	17.654	18.80
Type 2	26.40	23.45	18.95	16.78
Type 3	25.09	26.40	18.30	19.00

3-3-5 Détermination du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

❖ E.L.U Type 1 :

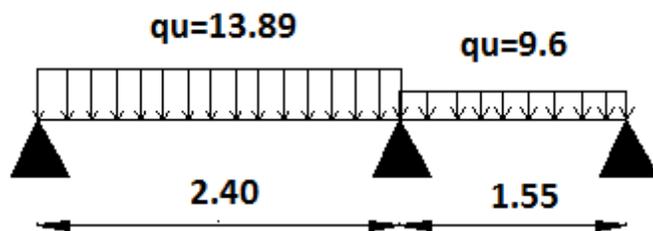


Figure 3-18: schéma statique d'escalier type 1

a. En travée

$b = 1 \text{ m.}$

$$d = 0.9 h = 0.108 \text{ m}$$

Avec $h = 12 \text{ cm}$.

$$M_u = 0,85 \times 24.57 = 20.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{0,02088}{1.(0.108)^2.14,17} = 0.126 < 0.392$$

$$\mu_u \leq \mu_r \Rightarrow \text{ssa}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z. \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) \text{ avec}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.17$$

$$\Rightarrow z = 0.1 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } A_{st} = \frac{0,02088}{348(0.1)} = 6 \text{ cm}^2.$$

On prend 6T12 ; $A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st, \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{st, \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.108 \times 2.1 / 400$$

$$A_{st, \min} \geq 1.30 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifier } A_{st, \min} \geq 1.30 \text{ cm}^2)$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 \quad \Rightarrow A_r = 6.79 / 4 = 1.70 \text{ cm}^2$$

On prend 3T10 ; $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$

b. En appuis

$$M_u = 0,5 \times 24.57 = 12.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{0.01229}{1.(0.108)^2.14,17} = 0.074 < 0.392$$

$$\mu_u \leq \mu_r \Rightarrow \text{ssa}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$z = d(1 - 0.4 \alpha)$ avec

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.10$$

$\Rightarrow z = 0.1m.$

$$\text{Donc } A_{st} = \frac{0,01229}{348(0.1)} = 3.53cm^2.$$

On prend 4T12 ; $A_{st} = 4.52cm^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st, \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{st, \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.108 \times 2.1 / 400$$

$$A_{st, \min} \geq 1.30cm^2 \quad (\text{condition vérifier } A_{st, \min} \geq 1.30cm^2)$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 \quad \Rightarrow A_r = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend 3T10 ; $A_r = 2.36 \text{ cm}^2$

❖ **E.L.S**

a. En travée

$$M_s = 0,85 \times 17.65 = 15.00 \text{ KN.m } A_{st} = 3.29 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$Bx^2/2 + n A_{st} (d-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 15 \times 3.29 \times (13.5-x) = 0$$

$$X = 3.19 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + n A_{st} (d-y)^2 = 1590.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_s / I_G) \times n = 3.0085 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 3.0085 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

✓ **En appuis :**

$$M_{Ser} = 0.5 \times 17.65 = 8.825 \text{ KN.m} \quad A_s = 1.91 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre:**

$$Bx^2/2 + nA_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 + 15 \times 1.91 \times (0.135 - x) = 0$$

$$X = 2.51 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + n A_{st}(d-y)^2 = 3987.40 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_s/I_G) \times n = 5.56 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche:

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

$$L : \text{Distance entre appuis} = 4 \text{ m}$$

$$h/l > 1/16 \Rightarrow 300/400 > 1/16$$

$$\Rightarrow 0.75 > 0.0625 \quad \text{c.v}$$

$$h/l > (1/18)(M_s/M_u) \Rightarrow 300/400 > (1/18)(175/2457.5)$$

$$\Rightarrow 0.75 > 0.0402 \text{ c.v}$$

$$(A_{st} \text{ appuis} / b \times d) \leq 4.20 / f_c \Rightarrow 0.002 \leq 0.0102 \quad \text{c.v}$$

Donc la flèche est vérifiée

Espacement entre les barres :

$$e = 100 / \text{nombre de barres} = 1$$

la longueur de barres pour les appuis est calculée comme une longueur d'un chapeau

$$l_1 = 0.25 \times l \Rightarrow \text{avec } l = 4.00 \text{ m}$$

$$l_1 = 0.25 \times 4.00 \Rightarrow l_1 = 1 \text{ m}$$

3-9 Tableau : récapitulatif du Ferrailage des escaliers.

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature de répartition calculée (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
En travées	6	6T12=6.79	1.13	2T10=1.57
En appuis	3.53	4T11=4.52	1.91	3T10=2.36

3-3-6 : ETUDE POUTRE PALIERE :

a) **Pré dimensionnement :** d'après le règlement BEAL91 on a

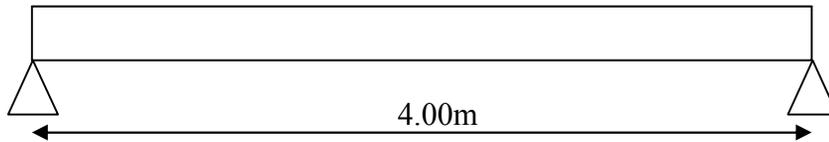
$$l/15 < h < l/10 \text{ avec } l : \text{distance entre de poteau } l = 4.00 \text{ m}$$

h : hauteur de poutre

$$400/15 < h < 400/10 \Rightarrow 26.67 < h < 40 \text{ cm}$$

on prendra $h=35\text{cm}$ et $b=30 \text{ cm}$

$$d=0.9h=0.9 \times 30 \Rightarrow d=27\text{cm}$$



b) Descente des charges:

Poids propre de la poutre :

$$P=0.35 \times 0.3 \times 25=2.25 \text{ kN/ml}$$

Mur double parois sur le palier =2.04 kN/ml

$$G=4.24 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation $Q=0\text{kN}$

Réaction d'escalier :

$$\text{On a : } T_{\max} = R_b / (l/2)$$

c) Combinaison d'action :

- ELU

$$q_u = 1.35G + T_{\max} \text{ avec } T_{\max} = 26.128/2 = 13.064\text{kN}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.24 + 13.06 = 18.78 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = G + T_{\max} \text{ avec } T_{\max} = 18.80/2 = 9.40\text{kN}$$

$$q_s = 4.24 + 9.40 = 13.64 \text{ KN/ml}$$

d- Ferrailage de la poutre palière

- ELU

$$F_{bc} = 14.17\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.85 \text{ MPa}$$

- **En travée**

$$M_{\max} = q_u l^2 / 8 \Rightarrow M_{\max} = (2457.5 \times 4^2) / 8$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 49.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ut}} = 0.85 \times 49.15 = 41.777 \text{ KN.m}$$

1-moment ultime réduit :

$$\mu_u = M_{\text{ut}} / b \times d^2 \times f_{bc} \Rightarrow \mu_u = 41.7775 / 0.3 \times 0.27^2 \times 14.17$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.1348$$

$$\mu_u = 0.1348 > \mu_r = 0.392 \text{ SSA}$$

2-section d'armature :

$$A_{st} = M_u / z \times \sigma_{st} \Rightarrow \alpha = 0.182 \text{ m}$$

$$Z = 0.25 \text{ m}$$

$$A_{st} = 4.80 \text{ cm}^2$$

3-condition de non fragilité :

On prendre la section minimale

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) \text{ avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times (2.1 / 400)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.98 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifier } A_{st \text{ tra}} \geq 1.30 \text{ cm}^2)$$

Donc le ferrailage choisi est $A_{st \text{ travée}} = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- **En appuis**

$$M_{\max} = q_u l^2 / 8 \Rightarrow M_{\max} = (24.575 \times 4^2) / 8$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 49.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ut}} = 0.5 \times 49.15 = 24.575 \text{ KN.m}$$

1-moment ultime réduit

$$\mu_u = M_{\text{ut}} / b \times d^2 \times f_{bc} \Rightarrow \mu_u = 24.575 / 0.3 \times 0.27^2 \times 14.17$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.079$$

$$\mu_u = 0.079 > \mu_r = 0.392 \text{ SSA}$$

2-section d'armature :

$$A_{st} = Mu/z \times \sigma_{st} \Rightarrow \alpha = 0.103m$$

$$Z = 0.259m$$

$$A_{st} = 2.73cm^2$$

3-condition de non fragilité :

En prendre la section minimale

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c) \text{ avec } f_{t28} = 2.1MPa$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times (2.1/400)$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.98cm^2 \quad (\text{condition vérifier } A_{st \text{ tra}} \geq 1.30cm^2)$$

Donc le ferrailage choisi est $A_{st \text{ travée}} = 5T12 = 5.65cm^2$

- ELS

En travée :

1-position de l'axe neutre :

$$A_{st \text{ travée}} = 3.39cm^2 \text{ et } n = 15$$

$$Bx^2/2 - n \times 3.39 \times (d-x) = 0.15x^2 - 15 \times 3.39 \times (0.27-x)$$

$$X = 8.02cm$$

2-moment d'inertie:

$$I = 23476.72cm^4$$

3-calcul la contrainte :

Béton :

$$M_{max} = q_s l^2 / 8 \Rightarrow M_{max} = (17.65 \times 4^2) / 8$$

$$\Rightarrow M_{max} = 35.30KN.m$$

$$M_{st} = 0.85 \times 3530 = 30.005KN.m$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \times [M_{st} \times (d-x) / I] = 15 \times [30.005 \times 10^{-3} \times (0.27 - 0.0825) / 0.000235]$$

$$\sigma_{st} = 24.26 \text{MPa}$$

Vérification:

$$\sigma_{bc} = 10.24 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 24.26 \text{MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En appuis :

1-position de l'axe neutre :

$$A_{st \text{ travée}} = 3.39 \text{cm}^2 \text{ et } n = 15$$

$$Bx^2 / 2 - n \times 3.39 \times (d-x) = 0.15x^2 - 15 \times 3.39 \times (0.27 - x)$$

$$X = 7.82 \text{cm}$$

2-moment d'inertie:

$$I = 0.00023 \text{m}^4$$

3-calcul la contrainte :

Béton :

$$M_{\max} = q_s l^2 / 8 \Rightarrow M_{\max} = (13.64 \times 4^2) / 8$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 27.28 \text{KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.5 \times 2728 = 13.64 \text{KN.m}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \times [M_{sa} \times (d-x) / I] = 15 \times [13.64 \times 10^{-3} \times (0.27 - 0.078) / 0.00023]$$

$$\sigma_{st} = 170.296 \text{MPa}$$

Vérification:

$$\sigma_{bc} = 4.63 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 170.296 \text{MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Le **R.P.A 99 V 2003** exige que :

$A_{st,min}=0.5\%(b \times h)$ dans toute la section.

On a :

$$A_{st,min}=0.5 \times (0.35 \times 0.3) / 100 = 4.5 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{st,travée} + A_{st,appuis} = 4.8 + 3.39 = 8.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,travée} + A_{st,appuis} = 8.19 > A_{st,min} = 4.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

***calcul des armatures transversales :**

$$\emptyset t \leq (h/35 ; \emptyset l ; b/10) \Rightarrow \emptyset t \leq (35/35 ; 1.2 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset t = \emptyset 8 \text{ mm}$$

***calcul l'espaceur du cadre :**

D'après **R.P.A 99 V 2003** on a

.zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\emptyset l_{min} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(35/4 ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

.zone nodal:

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

***vérification au cisaillement :**

$$T_{max} = 3756 \cdot 10^{-5}$$

$$\tau = 0.644 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

donc on a :

$$\tau_u < \tau_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

***vérification de la flèche :**

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

$$L : \text{Distance entre appuis} = 4 \text{ m}$$

$$h/l > 1/16 \Rightarrow 0.3/4.00 > 1/16$$

$$\Rightarrow 0.75 > 0.0625 \quad \text{c.v}$$

$$h/l > (1/18)(M_s/M_u) \Rightarrow 0.75 > 0.0402 \quad \text{c.v}$$

$$(A_{st\text{appui}}/b \times d) \leq 4.20/f_c \Rightarrow 0.002 \leq 0.01052 \quad \text{c.v}$$

Donc la flèche est vérifié

***récapitulatif du ferrailage de la poutre palière**

3-10 Tableau : récapitulatif du ferrailage de la poutre palière

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage Choisi (cm ²)	Armature transversale	Espacement (cm)
En travée	4.80	5T12=5.65	Ø6mm	5cm=zone nodal
En appuis	2.73	3T12=3.39		10cm=z.courante

3-4 : Calcul de l'acrotère

3-4-1 : Introduction

L'acrotère est couramment placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

Il est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

3-4-2-Dimension :

La hauteur $h = 50 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries dont la variation est exposé entraîné des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

3-5-3 : Calcul des sollicitations :

3-5-3-1 poids propre :

$$S = [(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + 0.5 \times (0.05 \times 0.1)] = 0.0575 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0575 \times 25 = 1.4375 \text{ kn/ml}$$

$$G = 1.4375 \text{ kn/m}^2$$

3-5-3-2 Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une la main courante $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 \quad G = 1,35 \times 1,4375 = 1.9406 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5. \quad Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise en flexion composée

-Enrobage :

Fissuration préjudiciable

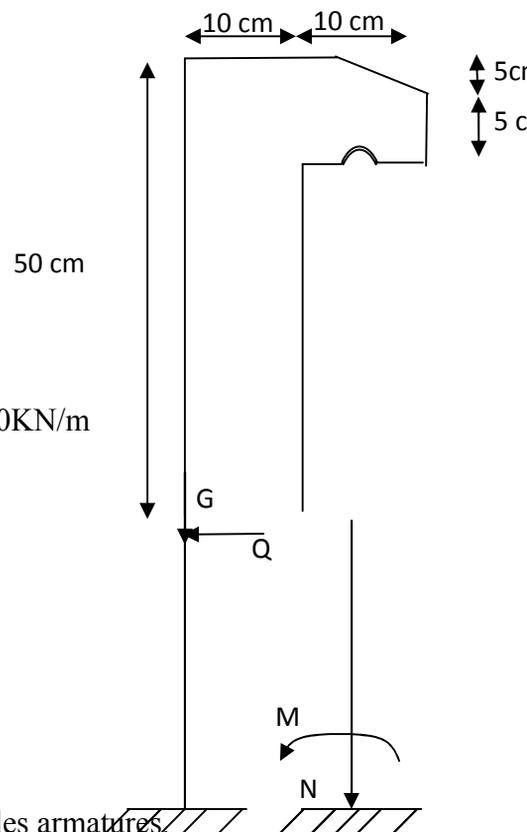
On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$L'excentricité: \quad e = M_u / N_u = 0.75 / 1.9406$$

$$e = 0.386$$

$$e_p / 2 = 0,10 / 2 = 0,05 \text{ m} < 0,386 \text{ m}$$

le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.



3-5-4 : Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

avec : coefficient de sécurité = 1,5 (cas générale)

: coefficient d'application=1(charge > 24h)

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 1.9046 \left(0,386 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,792 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 1,9046 - 0,792 = -0,659 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 h - 0,81 c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$-0,659 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait par une section rectangulaire
 $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

3-5-5 : Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,792 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 0,792 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,0069$$

Verifikation de l'existence des Armatures comprimées A'

$$\mu_l = 0,8 \alpha l (1 - 0,4 \alpha l) ; \alpha l = 3,5 / (3,5 + 1000 \zeta s l) ; \zeta s l = f_e / E \cdot \delta s = 400 / (2 \cdot 100000 \cdot 1,15) = 1,74$$

$$\alpha l = 3,5 / (3,5 + 1,74) = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

on calcul:

A_{fs} : section des armatures en flexion simple.

A_{fc} : section des armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 0,792 \cdot 1000 / 348 \cdot 0,996 \cdot 9 = 0,254 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,254 - \frac{1,9046 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,199 \text{ cm}^2$$

3-5-6 : section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_s \min = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23$$

$$A_s \min = \frac{1 \times 0,9 \times 2,1}{400} \times \frac{0,386 - 0,0405}{0,386 - 0,0165} \times 0,23$$

$$A_s \min = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : $f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}=2,1MPa$

$e=Mser/Nser=1,7125/0,6=0,35m=35cm$

$d=0,9ht=9cm$; $b=100cm$

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

On adopte 4T6; $As = 1,13 cm^2/ml$; $St = 25 cm$

Les armatures de répartition:

$Ar=As/4=1,13/4=0,2825cm^2/ml$

On adopte : $As=1,13cm^2/ml$ soit $4\phi 6p.m$

Vérification des contraintes (E. L. S):

$Mser=Nser(e-c+h/2)$

$Mser=1,725(0,35 -0,02+0,1/2)=0,6555 KN.m$

Position de l'axe neutre:

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

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

Moment quadratique:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$I = 1064,68cm^4$

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

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y_1 = \frac{655,55}{1064,68} \times 1,59 = 0,979MPa$$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c28 = 15Mpa$

$\sigma_{bc} = 0,97MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.....condition..vérifié$

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

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

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

$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202MPa$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{Mser}{I} (d - y_1) = 15 \frac{655,55}{1064,68} (9 - 1,59) = 68,44MPa$$

$\sigma_{st} = 68,44Mpa < \overline{\sigma}_{st} = 202Mpa.....condition..vérifiée$

Contrainte de cisaillement :

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

$$T = 1,5Q = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67KN / m^2 = 0,017MPa$$

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

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5MPa; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,017MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée}$$

Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le RPA modifié, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés des forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p^{(1)}$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

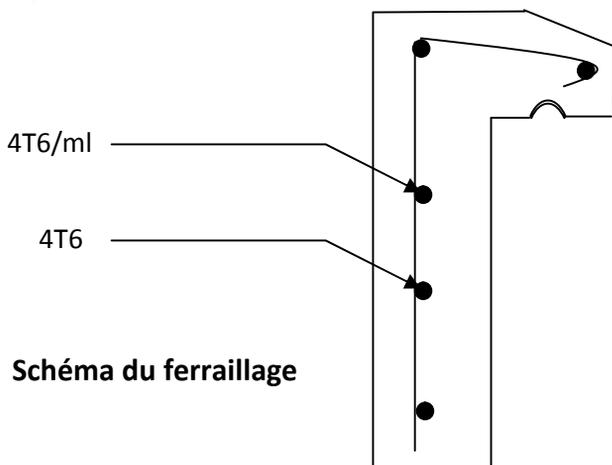
Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,4375 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifié que: Fp < 1,5Q

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,4375 \cdot 0,8 = 0,69KN$$

$$F_p = 0,69 KN < 1,5Q = 1,5KN \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée .}$$



3-5 : Étude de la dalle pleine

3.5.1. Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de $1.30m$.

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La sur charge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de $1m$ à la flexion simple

✓ Epaisseur de balcon:

Isolation acoustique: $e \geq 12cm$

$e \geq L/10 = 130/10 = 13cm$

On prend: $e = 15cm$

3-5-2 : Evaluation des charges :

Descente de charge:

3-11 Tableau : Evaluation des charges pour le balcon

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
01	Carrelage	0.02	20.00	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
03	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
04	Dalle pleine	0.16	25.00	4.00
05	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20

G=5.36KN/m²

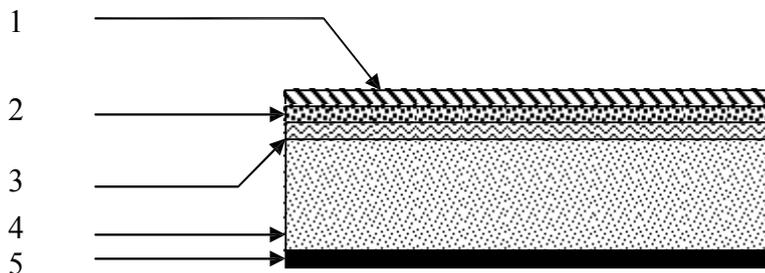


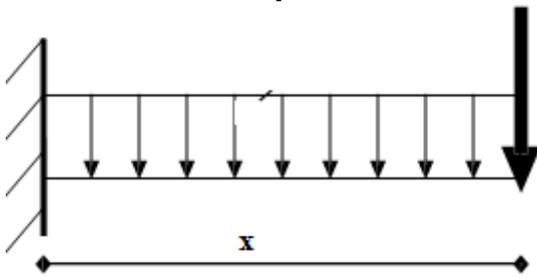
Figure3-19: Evaluation des charges pour le balcon

Poids propre $G=5,36 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P=1,81 * 1,10 = 1,99 \text{ KN}$

✓ Schéma statique



3-5-3 : Les charges d'étage courant

Le calcul se fait par une bande de 1 m l.

$$G = 535 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 536 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q = 350 \text{ kg/ml}$$

$$\text{La charge } P = 1,81 \text{ kg/m} \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ ml} = 199 \text{ kg}$$

3-5-4 : Les combinaisons d'action

• **ELU :**

$$q_U = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_U = 1249 \text{ kg/ml}$$

$$p_U = 1,35P \Rightarrow p_U = 269 \text{ kg/ml}$$

• **ELS :**

$$q_S = G + Q \Rightarrow q_S = 886 \text{ kg/ml}$$

$$p_S = P \Rightarrow p_S = 199 \text{ kg/ml}$$

3-5-5 : Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

❖ **ELU :**

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$M(x) = -p_U x - q_U \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -269x - 1249 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ M(1.3) = -1406 \text{ kg.m} \end{array} \right.$$

$$M'(x) = -269 - 1249 x = 0$$

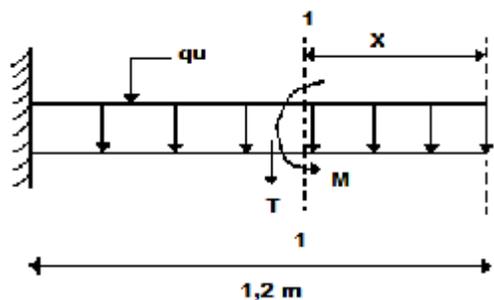


Figure3-20: section 1-1 de la dalle a l'ELU

$$\Rightarrow x = -0,215 \text{ m} \notin [0, 1,3]$$

$$T(x) = p_U + q_U x$$

$$T(x) = 269 + 1249 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 269 \text{ kg} \\ T(1,3) = 1892,7 \text{ kg} \end{cases}$$

❖ ELS :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,3\text{m}$

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

$$M(x) = -199x - 886 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ M(1,3) = 1008 \text{ kg.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -199 - 886 x = 0$$

$$\Rightarrow x = 0,224 \notin [0, 1,3]$$

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

$$T(x) = 199 + 886 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 199 \text{ kg} \\ T(1,3) = 1350,8 \text{ kg} \end{cases}$$

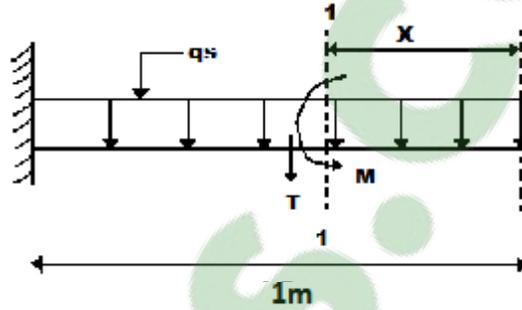


figure 3-21: section 1-1 de la dalle a l'ELS

Tableau 3-12: récapitulatif de M et T de la dalle pleine

x (m)	ELU		ELS	
	M(x) (kg.m)	T(x) (kg)	M(x) (kg.m)	T(x) (kg)
0	0	202,5	0	150
1.3	1406	1892,7	1008	1350,8

3-5-6 : Détermination du ferrailage

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

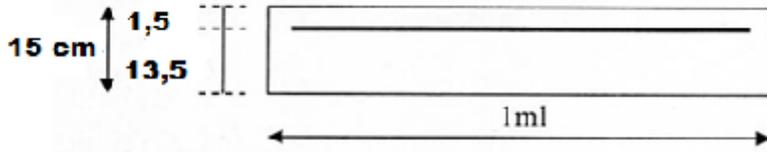


Figure 3-22:schéma du balcon

❖ **ELU :**

$h = 15 \text{ cm.}$

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

$b = 1 \text{ ml.}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cd}}{\theta \gamma_b}$$

$\sigma_{st} = f e / y_s$

$$\mu_u = \frac{M_u^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1406 \times 10^{-5}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,0545.$

$\mu_u > \mu_r \dots \dots \dots \text{SSA}$

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0545})$

$\Rightarrow \alpha = 0,07.$

$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,07)$

$\Rightarrow Z = 0,1312 \text{ m.}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{1406 \times 10^{-5}}{0,1312 \times 348}$$

$\Rightarrow A_{st} = 3,08 \text{ cm}^2 .$

Le choix : $A_{st} \Rightarrow 4T10 \gg$ de section **3,14** cm²/ml.

• Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

Donc : $3,14 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_r \Rightarrow 3T8$ de section **1,51** cm²/ml.

• **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 1008 \text{ kg.m}$$

1. Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15.$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0 \Rightarrow 50 x^2 - 15 \cdot 3,14 (13,5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0,036$$

$$\Rightarrow \mathbf{x = 0,0313m}$$

2. moment d'inertie:

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

$$I = \frac{1 \times (0,0313)^3}{3} + 15 \times 0,00013 \times (0,135 - 0,0313)^2$$

$$I = 6,087 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4.$$

3. Calcul des contraintes:

Béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1008 \times 10^{-5} \times 0,0313}{6,087 \cdot 10^{-5}} = 5,18 \text{ Mpa}$$

Acier

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

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{1008 \times 10^{-5} (0,135 - 0,0313)}{6,08710 - 5} = 257,58 \text{Mpa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles:

Béton

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} (266,66 \text{ , } 201,63) \quad \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{Mpa}$$

Vérification:

$$\sigma_{bc} = 5.18 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 257,58 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$A_{\min} = 0,5 \% \text{ b.h d'après RPA99.}$

$$A_{\min} = 0,5 \% 100.15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 7 \text{ T12} = 7,92 \text{ cm}^2$$

Avec: $s_t = 20 \text{ cm}$

-Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_r \Rightarrow 4\text{T10}$ de section **3,14 cm²/ml**.

5. Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = 1350,8 \text{kg}$$

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1350,8 \times 10^{-5}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,10001 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa.}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,10001 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

6. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,15}{1,00} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0,15 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

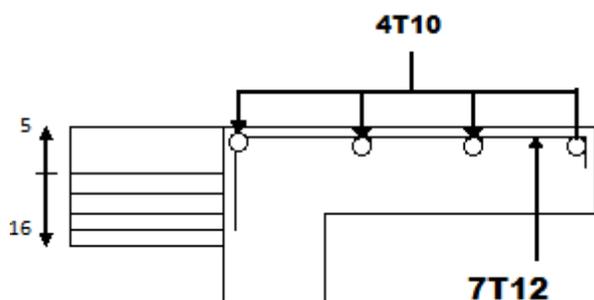


Figure 23: Ferrailage de la dalle pleine étage courant

3-6 : L'ascenseur:

3-6-1 : Introduction:

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

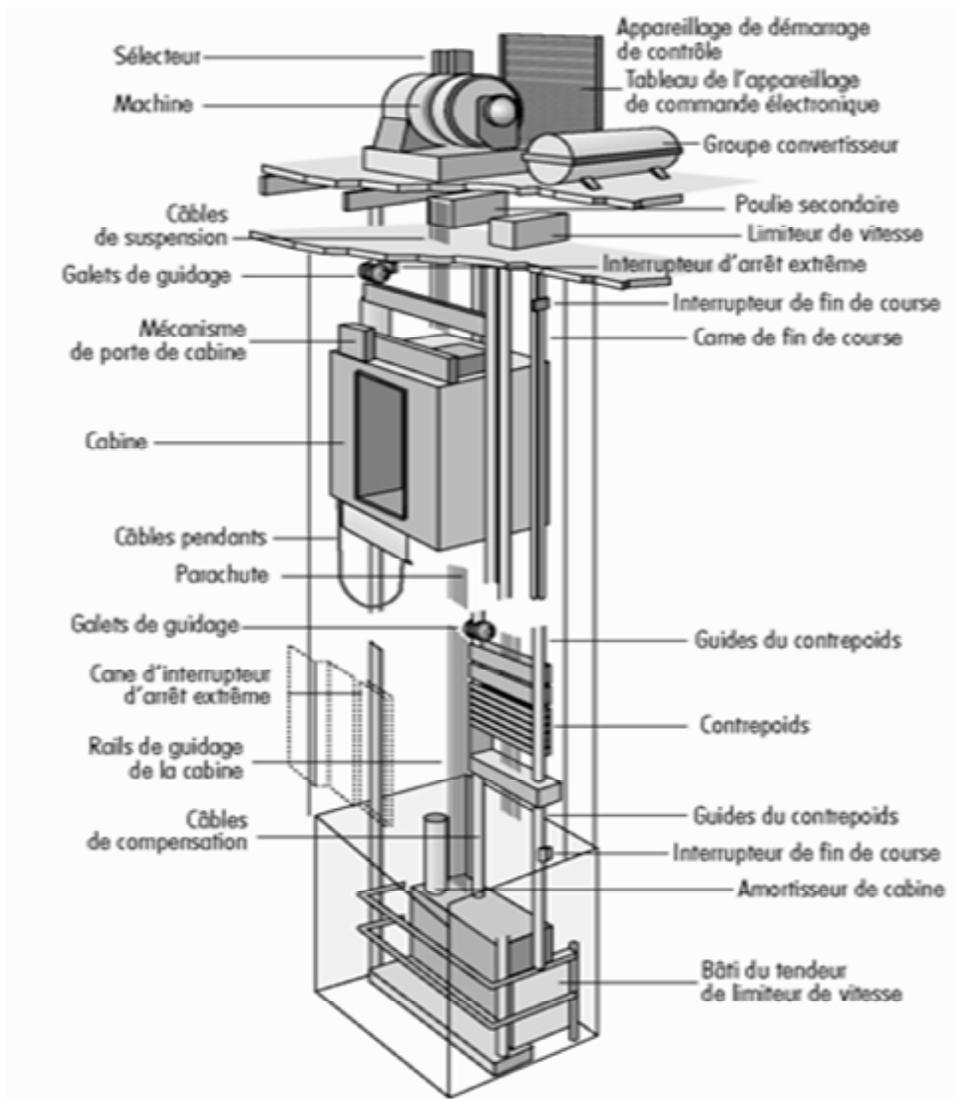


Figure 3-24 : Schéma descriptive d'un ascenseur mécanique

3-6-2 : Etude de l'ascenseur:

L'ascenseur est composé de trois constituants essentiels :

- ✓ le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ la cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- Q : la charge en cabine

- Pp : le poids de contre poids tel que $Pp = Pm + 2Q$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22) (1)

- Largeur : 1,4 m

- Profondeur : 1,4 m

- Hauteur : 2,2 m

- La largeur de passage libre: 0.80 m

- La hauteur de passage libre: 2.00m

- La hauteur de la course : 22.36m

- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : h0=25cm.

- Treuil du haut + moteur = 1200 kg

- Le poids mort total est : $Pm = M_i = 2342,5 \text{ Kgm}$

- Le contre poids $Pp = Pm + Q/2 = 2342.5 + 675/2 = 2680 \text{ Kg}$

a) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité Cs est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (D: diamètre de la poulie et d: diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

On prend $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a : $C_r = C_s \cdot M$ (I)

$M = Q + Pm + M_g$ (II)

Avec :

M : charge statique nominale portée par la nappe.

Mg : Poids du câble.

Cs: Coefficient de sécurité du câble.

Cr : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

On néglige Mg devant (Q+Pm) :

$C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + Pm) = 10(675 + 2342.5) = 36210 \text{ Kg}$

On doit diviser le Cr par le coefficient de cablage qui est de 0.85

$C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600 \text{ Kg}$.

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec : m : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

N : nombre des câbles.

Pour $\begin{cases} d = 12.22 \text{ mm} \\ m = 3 \text{ brins} \end{cases} \Rightarrow C_r (1 \text{câble}) = 8152 \text{ Kg}$

$n = \frac{C_r}{C_r (1 \text{cable}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1,74 \Rightarrow n = 2 \text{ câbles}$. Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

b).Le poids des câbles (Mg) :

$M = m \times n \times L$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,512 \text{ Kg/m}$.

L : longueur du câble = 19.3m.

n : nombre des câbles = 2.

Mg = m x n x L = 0,512 x 2 x 19.3= 19.76Kg.

M = Q + Pm + Mg = 675 + 2342,5 + 19.76= 3024.93Kg.

c).Vérification de Cr :

Cr = Cr(1 câble) x m x n = 8152 x 3 x 2 x 0,85 = 41575,2 kg

Cr = Cs.M → Cs= Cr/M = $\frac{41575,2}{3068,52}$ = 13,54 > 12.....Condition vérifiée.

d).Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + \overline{P_{treuil}} + M_g$$

- La charge permanente totale : G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 19.76= 6242.26Kg

- la surcharge : Q = 675 Kg

Qu = 1,35G + 1,5Q = 9439.55Kg

3-6-3 : Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur qui est supposé appuyé sur 4 appuis risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle machine. La charge totale ultime du moteur est de 9439.55Kg.

Soit q₀ : la charge appliquée sur chaque appuis ⇒ $q_0 = \frac{9439.55}{4} = 2359.88\text{Kg}$.

Selon le B.A.E.L 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} q_0$$

Avec :

q₀ : charge de de poinçonnement

h₀ : Epaisseur totale de la dalle.

uc: Périmètre du contour au niveau du feuillet Moyen.

La charge concentrée q₀ est appliquée sur un Carré de (10 x10) cm².

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 25\text{cm}.$$

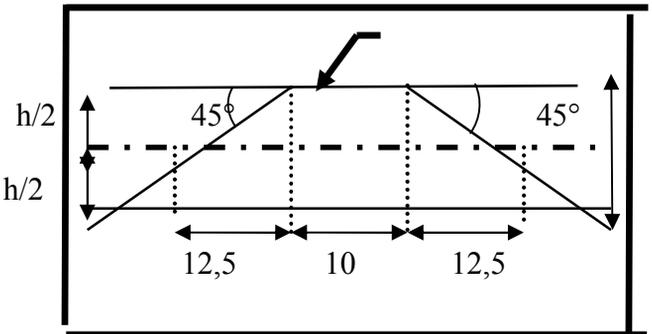
$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}.$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}.$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm}.$$

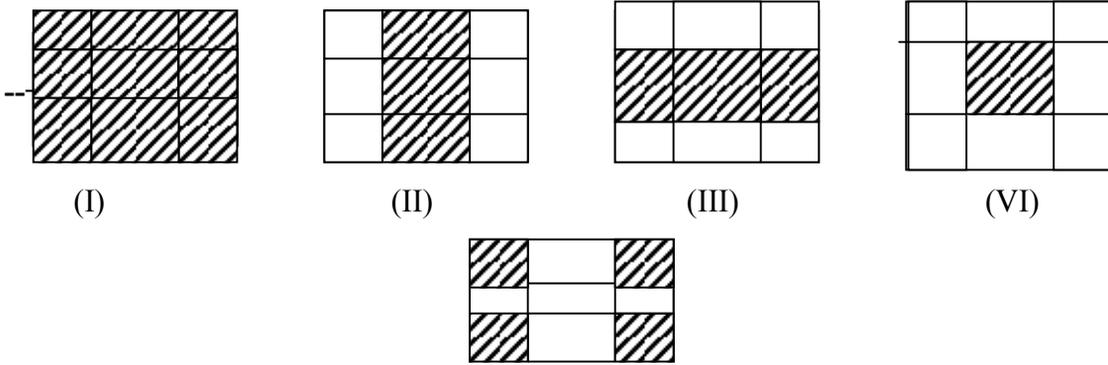
$$\Rightarrow 0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 26250 \text{ kg} > 2359.88$$

⇒ Donc il n'y a pas un risqué de poinçonnement.



a).Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

A l'absence d'une fiche technique concernant le moteur mécanique d'un ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de (130 × 120) cm² posée sur 4 appuis de (10 × 10) cm².



b) distance des rectangles :

✓ Rectangle (I) :

$$\begin{cases} U = 120 + 25 = 145 \text{ cm.} \\ V = 130 + 25 = 155 \text{ cm.} \end{cases} \nu_1=0.35$$

✓ Rectangle (II) :

$$\begin{cases} U = 145 - 70 = 75 \text{ cm.} \\ V = 155 \text{ cm.} \end{cases} L_y=1.56m \\ \nu_3=0.85$$

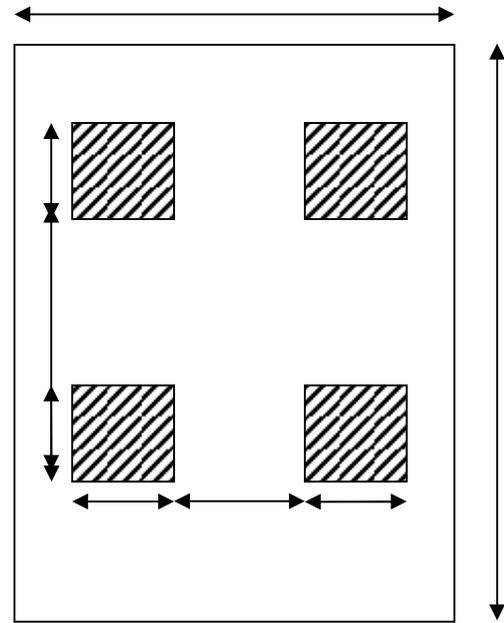
✓ Rectangle(III) :

$$\begin{cases} U = 145 \text{ cm.} \\ V = 155 - 70 = 85 \text{ cm.} \end{cases} \\ \nu_2=0.35$$

✓ Rectangle (VI) :

$$\begin{cases} U = 75 \text{ cm.} \\ V = 85 \text{ cm.} \end{cases}$$

$u_1=0,35 u_2= 75 u_3=0,35$



c).Les moments suivant les deux directions :(E.L.U)

$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$ Avec ν : coefficient de poisson.

$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$

A l'E.L.U on a: $\nu=0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = M_1 \cdot P \\ M_y = M_2 \cdot P \end{cases}$

$P=P' \times S$ avec P' : la charge surfacique appliquée sur le rectangle A (35×35) cm².

$P' = \frac{q_u - 2359.88}{U \cdot V \cdot 0,35^2} = 19264.32 \text{ Kg/m}^2$.

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (I),(II),(III)et (IV) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=1,52m$; $L_y=1,56m$

Tableau 3.13 : moment isostatique des rectangles.

Rectangle	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M1	M2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	Mx (Kg.m)	My (Kg.m)
I	0.95	0.99	0.038	0.039	2.24	19264.32	43152.07	1639.77	1682.93
II	0.49	0.99	0.061	0.052	1.16	19264.32	21346.61	1163.14	1162.02
III	0.95	0.54	0.054	0.063	1.23	19264.32	23695.11	1279.53	1492.79
VI	0.49	0.54	0.089	0.085	0.63	19264.32	12136.52	1080.15	1031.60

d). Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x(I)} - M_{x(II)} - M_{x(III)} + M_{x(VI)} = 177.25 \text{ Kg. m.}$$

$$M_{y1} = M_{y(I)} - M_{y(II)} - M_{y(III)} + M_{y(VI)} = 159.72 \text{ Kg. m.}$$

e). Moments dues aux charges réparties (poids propre):

✓ **Chargement :**

$$L_x = 1.52 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 1.56 \text{ m} \quad ; \quad h_0 = 25 \text{ cm.}$$

- Poids propre : $G = 0.25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/ml.}$

- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml.}$

Charge ultime : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 993,75 \text{ Kg/ml}$

✓ **Sollicitations :**

$$= \frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

- Méthode B.A.E.L :

$$\begin{cases} M_{x2} \approx \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} \approx \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 90.00 \text{ Kg. m} \\ M_{y2} = 83.89 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

✓ **Les moments appliqués à la dalle:**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 177.25 + 90 = 267.25 \text{ Kg. m} \quad 0.5M_{0x}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 159.72 + 83.89 = 243.11 \text{ Kg. m}$$

✓ **Moments retenus : 0.75M_{0x}**

En travée : $0.75 M_{0x}$

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{0x} = 200.437 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{0y} = 182.332 \text{ kgm} \quad 0.5M_{0x}$$

En appuis : $0.5M_{0x} \times 0.75 M_{0x} \times 0.5M_{0x}$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 133.625 \text{ kg. m}$$

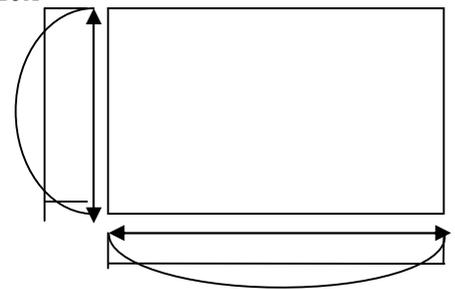


Figure 3.25: Evaluation de sollicitations appliqués à la dalle.

3.6.4 : Calcul du ferrailage de la dalle:

On va faire l'étude sur une bande de 1 m de largeur.

- ✓ Largeur de la poutre $b = 100 \text{ cm.}$
- ✓ Hauteur de la section $h = 25 \text{ cm}$
- ✓ Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm.}$
- ✓ Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa, } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$
- ✓ Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa, } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$
- ✓ Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$
- ✓ Fissuration préjudiciable.

❖ **En travée :**

✓ **Suivant L_x :**

Le moment ultime: $M_{tx} = 2672.5 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2672.5}{100 \times 22.5^2 \times 14.17} = 0.00372 < 0.392 \quad \text{section simple armature } (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.005 \xrightarrow{\text{tablea}} \beta = 0,998$$

La section d'acier : $A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2672.5}{0.998 \times 22.5 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

❖ **En appuis :**

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 1336.25 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1336.25}{100 \times 22.5^2 \times 14.17} = 0.0018 < 0.392 \quad A_{sc} = 0.$$

$$\mu = 0.002 \xrightarrow{\text{tablea}} \beta = 0,998$$

$$\text{La section d'acier : } A_{sx} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1336.25}{0.998 \times 22.5 \times 348} = 0.17 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

❖ **Section minimal des armatures:**

Puisque $h_0 = 25 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} < h_0 < 30 \text{ cm}$).

On peut appliquée la formule suivante:

• **Sens L_y :**

$$A_y = 8 \cdot h_0 (m) = 8 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0.30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{ymin} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{on prend } A_{ty} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \\ A_{ay} = 0.19 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{aymin} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{on prend } A_{ay} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \end{array} \right.$$

• **Sens L_x :**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{tx} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ax} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{on prend } A_{tx} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{on prend } A_{ax} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array}$$

❖ **Choix des aciers :**

Le diamètre: $h_0 = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$.

$$\text{On à : } \frac{h_0}{10} = 25 \text{ mm}.$$

❖ **En travée :**• **Sens L_x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2.10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} : \min(3h_0, 33 \text{ cm}). \\ S_{tx} = 33 \text{ cm}. \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} 4T10 \text{ par } 1\text{m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} = 30 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

• **Sens L_y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} : \min(4h_0, 45 \text{ cm}). \\ S_{tx} = 45 \text{ cm}. \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} 4T10 \text{ par } 1\text{m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} = 30 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

❖ **En appuis : (chapeau)**

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm}. \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 30 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

❖ **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) La dalle est bétonnée sans reprise.

$$2) \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}).$$

$$\begin{cases} V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y & \text{sens } L_x \\ V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u & \text{sens } L_y \end{cases}$$

➤ On calcule V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2(1 + \frac{\rho}{2})} \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases} \quad V_x > V_y$$

$$V_x = 9.93 \frac{1.52}{2(1 + \frac{0.9}{2})} = 5.20 \text{ KN.}$$

$$V_y = 9.93 \frac{1.52}{3} = 5.03 \text{ KN.}$$

➤ On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{q_0}{2U+V} = \frac{2359.88}{2 \times 0.35 + 0.35} = 22,47 \text{ KN.}$$

$$\frac{q_0}{3U} = \frac{2359.88}{3 \times 0.35} = 22,47 \text{ KN}$$

$$V_v = \frac{q_u}{3.U} \quad V_u$$

On a: $U = V = 35 \text{ cm.} \quad V_v = V_u = 22,47 \text{ KN.}$

$$\begin{cases} V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 5,20 + 22,47 = 27,67 & \text{sens } L_x \\ V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 5,03 + 22,47 = 27,50 & \text{sens } L_y \end{cases}$$

D'où: $V_{u \text{ tot}} = \max(V_{x \text{ tot}}, V_{y \text{ tot}}) : V_{u \text{ tot}} = 27,67 \text{ KN.}$

Donc : $\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b.d} = \frac{27,67 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,122 \text{ MPa.}$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad ;$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,25}{3} \min(0.13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 2.70 \text{ MPa.}$$

Alors $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-6-5 : Vérifications à L'E.L.S :

a). Calcul des sollicitations:

❖ Charge localisée :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson.}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P \nu = 0.2 \quad (\text{E.L.S}).$$

$$P_{ser} = P_{ser} \cdot S = \frac{P_{0 \text{ ser}}}{U \times V} \cdot S \quad \text{Avec } P_{0 \text{ ser}} = (G + Q) \times 1/4.$$

$$P_{0 \text{ ser}} = (G + Q) \times \frac{1}{4} = (6242.26 + 675) \times 0,25 = 1729.315 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Donc : } P_{ser} = 1729.315 / 0.35^2 = 14116.85 \text{ Kg.}$$

$$P_{ser} = 14116.85 \times S \text{ Kg.}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (I),(II),(III)et (IV) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=1,52\text{m} ; L_y=1,56\text{m}$

Tableau 3.14 : moment isostatique des rectangles.

Rectangles	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M1	M2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	Mx (Kg.m)	My (Kg.m)
(I)	0.95	0.99	0.038	0.039	2.24	14116.85	316621.74	1454,82	1480,23
(II)	0.49	0.99	0.061	0.052	1.16	14116.85	16375.54	1174,49	1056,06
(III)	0.95	0.54	0.054	0.063	1.23	14116.85	17363.72	1161,64	1287,23
(VI)	0.49	0.54	0.089	0.085	0.63	14116.85	8893.61	946,98	918,39

❖ **Moment due aux charges localisées :**

$$M_{x1} = M_{x(I)} - M_{x(II)} - M_{x(III)} + M_{x(VI)} = 65,67 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y(I)} - M_{y(II)} - M_{y(III)} + M_{y(VI)} = 55,33 \text{ Kg.m}$$

e). Moments dues aux charges reparties (poids propre):

$$L_x = 1.52 \text{ m} ; \quad L_y = 1.56 \text{ m} ; \quad h_0 = 25 \text{ cm.}$$

- Poids propre : $G = 0.25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/ml.}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml.}$
- $Q_{ser} = G + Q = 725 \text{ Kg/ml.}$

✓ **Sollicitations:**

- Méthode B.A.E.L. :

$$\begin{cases} M_{x2} \approx \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 88,44 \text{ Kg.m} \\ M_{y2} = 75,19 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

✓ **Les moments appliqués à la dalle:**

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 65,67 + 88,44 = 154,11 \text{ Kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 55,33 + 75,19 = 130,52 \text{ Kg.m}$$

✓ **Moments retenus :**

En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 115.58 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 97.89 \text{ Kg.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 77.05 \text{ Kg.m}$$

b). Vérification des contraintes dans le béton :

✓ **Suivant L_x :**

En travée :

$$M_{tx} = 1155,8 \text{ N.m} ; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad A_{sc} = 0$$

➤ **Position de l'axe neutre (Y) :**

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_{sc}(y-d) - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 1059,75 = 0 \quad \Rightarrow Y = 4,15 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul d'inertie:**

$$I_G = by^3/3 + \eta A_{sc}(y - c') + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$= 100 \times (4,15)^3 / 3 + 15 \times 3,14 (22,5 - 4,15)^2$$

$$I_G = 18242,07 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{1155,8}{18252,07} \times 4,15 = 2,62 \text{ MPa.}$$

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

Donc on a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↳ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

En appuis :

La contrainte admissible du béton σ_{bc} : Max < Mtx

donc il est sur que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↳ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

✓ **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{ty} = 978,9 \text{ N m} \quad ; \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

➤ **Position de l'axe neutre (Y) :**

$$Y = \frac{by^2}{2} + \eta A_{sc}(y-d) - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 1059,75 = 0 \quad \Rightarrow Y = 4,15 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul d'inertie:**

$$I_G = by^3/3 + \eta A_{sc}(y - c') + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$= 100 \times (4,15)^3/3 + 15 \times 3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I_G = 18242,07 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{978,9}{18252,07} \times 4,15 = 2,22 \text{ MPa.}$$

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

Donc on a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

↳ Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

c). Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e_p}{L_x} = \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{152} = \frac{1155,8}{201541,1} \\ \frac{3,14}{100 \times 22,5} = \frac{2}{400} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 0,164 \\ 0,00139 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 0,00573 \\ 0,005 \end{array} \right\} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d). Disposition du ferrillage:

➤ **Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$.

➤ **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max \left(L_s; \frac{1}{4} \times \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) \cdot L_x \right) = \max(40 ; 30,39) \text{ cm}$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max(L_s; L_1/2) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}).$$

➤ **Armatures finales :**

Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $S_t = 30 \text{ cm}$.

$Aa=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St=30\text{cm}$.

Suivant L_y : $At=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St=30\text{cm}$.

$Aa=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /ml avec $St=30\text{cm}$.

4. ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

4-1- Introduction:

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoqué par la rupture et changement de vitesse des roches à dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit d'une mode faite au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles. Comme résultat la structure peut s'effondrer résultant dans la perte de propriété et de durées. Les tremblements de terre ne tuent pas des gens. Par conséquent il y a le besoin de concevoir la construction résistantes de tremblement de terre, particulièrement dans les endroits en clins de tremblement de terre.

4-2- Choix de la méthode de calcul :

Le but de l'étude sismique est de déterminer les forces sismiques. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa groupe d'usage 1B (ouvrage de grande importance).

Nous allons choisir la méthode d'analyse modale spectrale à cause des paramètres suivants :

- La méthode statique équivalente n'est plus applicable,
- Le bâtiment ou bloc étudié, ne satisfaisait pas aux conditions de régularité en Plan et en élévation.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m (Non vérifiée).

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4-3- Méthode d'analyse modale spectrale:

4-3-1- Principe:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

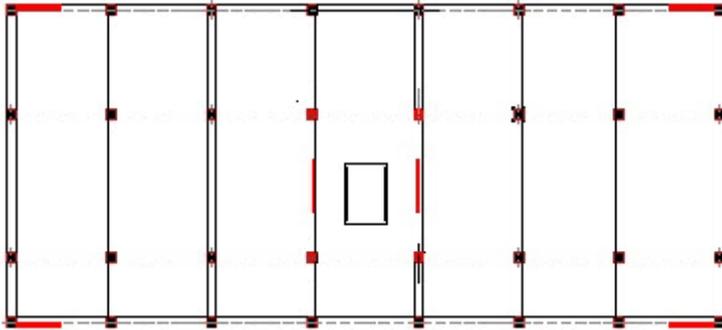
4-3-2- Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

4-3-3- Choix du type de contreventement

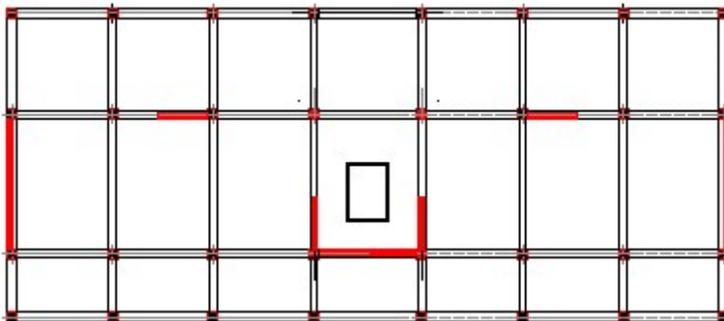
Notre structure est contreventée par une ossature mixte à un action portique - voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- la position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

1^{ère} disposition:**Figure4-1:** variante 1 disposition du voile

$T=1,13s * 1^{er}$ mode translation

* 2eme mode torsionnel

2^{ème} disposition:**Figure4-2:** variante 2 disposition du voile

$T=0.558s$

1^{er} et 2^{ème} mode transrationnel

4-3-4- Détermination des paramètres du spectre de réponse:**Coefficient d'accélération A :**

Zone (IIa) (D'après la classification sismique de wilaya de ORAN : RPA 99 version 2003)

Groupe (1-B). Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0.20$

- **Coefficient de comportement de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

Notre structure a un système de contreventement en portique avec des murs voiles, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera : **R = 5**

Facteur de qualité Q :**1) Conditions minimales sur les file de contreventement:**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$

A- sens longitudinal : (6 travées) :

$$\begin{aligned} 4,00 / 4,00 &= 1 < 1,5 \\ 4,00 / 4,00 &= 1 < 1,5 \\ 4,00 / 4,30 &= 0,93 < 1,5 \quad \text{Critère observé } pq = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4,30 / 4,00 &= 1,075 < 1,5 \\ 4,00 / 4,00 &= 1 < 1,5 \\ 4,00 / 4,00 &= 1 < 1,5 \end{aligned}$$

B- sens transversal (3 travée) :

$$\begin{aligned} 4,00 / 5,50 &= 0,727 < 1,5 \quad \text{Critère observé } pq = 0,05 \\ 5,50 / 2,50 &= 2,2 > 1,5 \end{aligned}$$

2). Redondance en plan:

Chaque étage doit avoir, en plan; au moins (4) files de portiques; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement au tant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

Sens longitudinal: (9 files):

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,30/4,00 = 1,075 < 1,5 \quad \Rightarrow \text{critère non observé } pq = 0$$

Sens transversal (3 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 5,50/2,50 = 2,20 < 1,5 \quad \Rightarrow \quad \text{critère non observé } pq = 0,05$$

3). Régularité en plan

L'excentricité ne doit pas dépasser les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a. Centre de torsion:

$$*X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot X_i)}{\sum I_{xi}}$$

$$*Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot Y_i)}{\sum I_{yi}}$$

Avec:

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

Pour les poteaux :

$$*I_{xi} = (b x a^3) / 12$$

$$*I_{yi} = (a x b^3) / 12 \dots \dots \dots (A)$$

Puisque les poteaux sont de section carrée, on aura :

$$*I_{xi} = I_{yi} = b^4 / 12 \dots \dots \dots (B)$$

Pour les voiles :

Les dimensions sont constantes, alors:

$$*I_{xi} = (b x l^3) / 12$$

$$*I_{yi} = (l x b^3) / 12 \dots \dots \dots (C)$$

*Si $\alpha = 0$: En prend les formules précédentes.

α : l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

*Si $\alpha = 0$:

$$I_{xi} = I_x \times (\sin\alpha)^2 + I_y \times (\cos\alpha)^2$$

$$I_{yi} = I_y \times (\sin\alpha)^2 + I_x \times (\cos\alpha)^2 \dots\dots\dots(D)$$

D'après l'application de la formule (A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau4-1:Centre de torsion des planchers

Niveaux	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} étages
Xt(m)	13.37	13.95	13.37	13.19
Yt(m)	5.83	6.05	6.38	6.23

b. Centre de masse:

$$*X_m = \frac{\sum(W_i \times X_i)}{\sum W_i}$$

$$*Y_m = \frac{\sum(W_i \times Y_i)}{\sum W_i} \dots\dots\dots(E)$$

Les résultats du centre de masse donné par le "SAP2000" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau4-2:Centre de masse de chaque niveau

Niveaux	Xi(m)	Yi(m)
RDC	14.00	5.579
1	14.00	5.59
2	14.00	5.59
3	14.00	5.57
4	14.00	5.289
5	14.00	5.955
6	14.00	6.07

Se l'on les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités:

◆ Excentricité théorique.

◆ Excentricité accidentelle.

a. Excentricités théoriques:

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t| \dots\dots\dots(F)$$

Avec : X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Tableau4-3:Les excentricités théoriques des planchers

Niveaux	$e_{xt}(m)$	$e_{yt}(m)$
RDC	0,63	0.24
1	0,63	0.24
2	0,05	0.46
3	0,05	0.48
4	0,63	0.09
5	0,63	0.425
6	0,81	0.16

b. Excentricités accidentelles :

$$e_{ax} = \max (5\%.L_{xmax} ; e_{xt}).$$

$$e_{yx} = \max (5\%.L_{ymax} ; e_{yt}).$$

On a: $L_{xmax} = 28.30m$

$L_{ymax} = 12.00m$.

Tableau4-4:Les excentricités accidentelles

Niveaux	$e_{xa}(m)$	$e_{ya}(m)$
RDC ...6 ^{eme} etage	1,415	0,6

La forme de la présente structure est régulière donc l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de torsion est très faible ce qui implique que le présent critère est vérifié.

4). Régularité en élévation :

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

d'après l'article 3-5-1-a

$$l_x/L_y \leq 0,25 \quad 2.5/12,00 = 0.20 < 0.25 \dots\dots\dots cv$$

$$(I_1+I_2)/28.3 \leq 0.25 = 0.13 < 0.25 \dots\dots\dots cv$$

La structure est classes régulièrement en élévation $pq=0$

5). Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment n'est pas contrôlé donc $pq = 0,05$

6) Contrôle de la qualité de l'exécution : en vue que notre structure a une grande importance, il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux par un ingénieur pour les suivis

Tableau 4-5-Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P _q	
	sens longitudinal	sens transversal
-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
-redondance en plan	0	0
-régularité en plan	0.05	0.05
-régularité en élévation	0.05	0.05
-contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
-contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
-la somme	0.15	0.15

$$= 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,15 \Rightarrow Q = 1,15.$$

Calcul des masses de la structure:

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$w = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i: poids des charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuelles solidaires de la structure.

P_i: charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet β = 0,2

La masse totale de la structure est donnée par logiciel SAP 2000

Tableau4-6: le poids total de la structure

ETAGE	NIVEAU(m)	LE POID(TONNE)
RDC	4.00	443.00

1	3.06	420.00
2	3.06	415.00
3	3.06	409.00
4	3.06	330.00
5	3.06	257.00
6	3.06	205.00
/	/	ΣM=2479.00t.

- **facteur de correction d'amortissement:**

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ avec : $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'après le R.P.A99/V.2003 (**Chapitre IV-Tableau 4.2**), on prend un remplissage "dense en béton armé". $\xi=7\%$.

- **Période T1 et T2 :**

T1 et T2 se sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**Chapitre IV-Tableau 4.7**). A cause de l'absence des essais et de l'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre S3 : **T1=0.15 ; T2=0.50**

- **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} \left[1.25A \left[1 + \left(\frac{T1}{T2} \right) \cdot \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 < T < T1 \\ 2.5\eta(1.25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T1 < T < T2 \\ 2.5\eta \cdot (1.25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T1}{T2} \right)^{2/3} & T2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta \cdot (1.25A) \cdot \left(\frac{T2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{3/5} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T < 3.0s \end{cases}$$

- **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

(E.L.U): $1.35G + 1.5Q$

(E.L.S): $G + Q$

- $G + Q \pm E$
 $G + Q \pm 1.2E$
 $0.8G \pm E$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$ (**RPA99/V.2003 Chapitre IV-article 4.2.4**).

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Nous avons un portique assuré partiellement ou complètement par des voiles en béton armé.

$\Rightarrow C_T = 0.05$(**RPA99/V.2003 Chapitre IV-Tableau 4.6**).

Donc $T=0,05 \times 49,83^{3/4} = 0.9377$ s.

***Nombre de mode à considérer:.....(RPA99/V.2003 Chapitre IV-Tableau4.6)**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

4-4-Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent:

Chaque bâtiment est construit pour résister aux forces sismiques horizontales.

Pour ce la le **R.P.A99V2003**, impose une formule à suivre pour que la construction reste en sécurité contre ces forces

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \text{ avec } \left. \begin{array}{l} A = 0.20 \\ R = 5 \\ Q = 1.15 \\ D = ? \end{array} \right\}$$

- Avec:
- A: coefficient d'accélération de zone.
 - D:Facteur d'amplification dynamique.
 - R: coefficient de comportement global de la structure. Q : Facteur de qualité.
 - W: poids total de la structure.

Coefficient d'accélération de zone «A»

D'après le **R.P.A99 V2003**: **A= 0,20**(Zone2a)

Facteur d'amplification moyen «D»

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (I) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \dots \dots \dots (II) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T & 3.0 s \dots \dots \dots (III) \end{cases}$$

On a site meuble $T=0.3 s$

$$\text{Min } \left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times (h_n)^{3/4} \\ T = (0.09 \times h_n) / \bar{L} \end{array} \right.$$

Avec

$C_T=0,05$ (portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

$h_n=22.86 m$ (hauteur totale du bâtiment)

L: dimension du bâtiment dans la direction du séisme.

a) Sens longitudinal

$T_2=0.5s$

$$\text{Min } \left\{ \begin{array}{l} T=0.05 \times (22.86)^{3/4} = 0.52s \\ \rightarrow T=0.38s \\ T=(0.09 \times 22.86) / \overline{28.70} = 0.38 \end{array} \right.$$

On a :

$$T \leq T \leq 3s \Leftrightarrow D_L = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$*\eta = (7/2 + \xi)^{1/2} \geq 0.7 \text{ avec } : \xi = 7\%$$

$$\eta = (7/(2 + \xi))^{1/2} = (7/(2+7))^{1/2} = 0.8819 > 0.7$$

$$D_L = 2.5 \times 0.8819 \times (0.5/0.38)^{2/3} = 2.65$$

b) Sens transversal:

$$T_2 = 0.5s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0.05 \times (22.86)^{3/4} = 0.52s \\ T = 0.52s \end{array} \right.$$

$$\text{Min} \rightarrow T = 0.52s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = (0.09 \times 22.86) / \sqrt{12} = 0.59 \end{array} \right.$$

On a :

$$T \leq T \leq 3s \Leftrightarrow D_L = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$*\eta = (7/2 + \xi)^{1/2} \geq 0.7 \text{ avec } : \xi = 7\%$$

$$\eta = (7/(2 + \xi))^{1/2} = (7/(2+7))^{1/2} = 0.8819 > 0.7$$

$$D_L = 2.5 \times 0.8819 \times (0.5/0.52)^{2/3} = 2.14$$

4-5-Résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA99V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8V_s/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats suivants:

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} w \Rightarrow V = [(0.2 \times 2.65 \times 1.15)/5] \times 2479.00 = 302,19 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} w \Rightarrow V = [(0.2 \times 2.14 \times 1.15)/5] \times 2479.00 = 244,03 \text{ KN}$$

$$V_{x dy} = 251,42 \text{ KN}$$

$$V_{y dy} = 246,79 \text{ KN}$$

$$80\%(302,19) = 241.75 \text{ KN} \Rightarrow 251,42 > 241.75 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$80\%(244,03) = 195.22 \text{ KN} \Rightarrow 246,79 > 195.22 \dots\dots\dots \text{CV}$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« V_t dynamique $> 80\% V_s$ statique» est vérifiée.

5-1 : Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l’outil informatique à travers le logiciel d’analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul :

Les poutres seront calculées en flexion simple.

Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

5-2 : Les poteaux

5-2-1 : Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{array} \right.$$

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

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

5-2-2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d’abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 V2003, dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003, P50, §7.4.3}$$

Avec :

N_d : L’effort normal de calcul s’exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+1.2 Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 5-1:Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	N_d [KN]	B_c [cm ²]	F_{c28} [MPa]	$v \leq 0.3$	Observation
P1	1179.942	45*45	25	0.23	C.V
P2	1070.087	45*45	25	0.21	C.V
P3	808.353	40*40	25	0.20	C.V
P4	632.949	40*40	25	0.16	C.V
P5	463.183	35*35	25	0.15	C.V
P6	302.586	35*35	25	0.098	C.V
P7	129.295	30*30	25	0.057	C.V

5-2-3 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = V / bd$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003, P51, §7.4.3.2}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bullet \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \bullet \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots \text{RPA 99V2003, P71, §7.4.2.2}$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$l_f (\text{RDC}) = 0,7 \times 4 = 2,8$$

$$l_f (\text{étage courant}) = 0,7 \times 3,06 = 2,142$$

Tableau 5-2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC (45*45) cm ²	10.821	0.14	6.22	0.075	1.87	C.V
1 ^{er} étage (45*45) cm ²	28.480	0.51	4.76	0.04	1.00	C.V
2 ^{eme} étages (40*40) cm ²	23.751	0.53	5.35	0,075	1.87	C.V
3 ^{eme} étages (40*40) cm ²	28.322	0.30	5.35	0,075	1,87	C.V
4 ^{eme} étages (35*35) cm ²	21.34	0.83	6.12	0,075	1,87	C.V
5 ^{eme} étages (35*35) cm ²	21.18	0.62	6.12	0,075	1,87	C.V
6 ^{eme} étages (30x30) cm ²	15.103	0.60	7.14	0,075	1,87	C.V

5-2-4 : Calcul du ferrailage longitudinal

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets (RPA 99 article 7.4.2.1):

leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II (RPA 99 article 7.4.2.1)

Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de: 40 en zone I et II

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

Le moment max suivant la combinaison : G+Q+1.2^E

Tableau 5-3 : sollicitation de poteaux suivant la combinaison plus sollicitée

Poteau	M(KN.M)	N(K.N)	V(K.N)
(45*45)	47.64	372.39	28.48
(40*40)	44.383	271.86	28.32
(35*35)	35.1498	189.23	21.339
(30*30)	26.150	88.20	15.103

On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composé et les autres sont calculés par le SAP 2000.

- Soit le poteau de R.D.C (45*45) :

$N_u=372.39\text{KN}$

$M_u=47.64 \text{ KNm}$

$b=0,45\text{m} ,d=0,405 \text{ m}$

$h=0,55\text{m} ,d'=0,1 \text{ h}=0,045 \text{ m}$

l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{47.64 * 10^{-3}}{372.39 * 10^{-3}} \Leftrightarrow e = 0,127\text{m}$$

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' \Leftrightarrow ea = 12.7 + 22.5 - 4.5 = 30.7\text{cm}$$

Moment fictive (Ma) :

$M_a = N_u \times ea = 372.39 * 10^{-3} \times 0,307 = 0,114 \text{ MN m}$

* $N_u(d - d') - M_a = 0,04 \dots \dots \dots (1).$

* $\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h} \right) b d^2 f_{bc} = 0,267 \dots \dots \dots (2)$

$0,04 < 0,267$

$\rightarrow N_u(d - d') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h} \right) b d^2 f_{bc} \rightarrow (\text{c'est vérifié}).$

Donc la section est partiellement comprimée. Asc = 0 .

Moment réduit μ_u

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,114}{0.45 * (0,405)^2 * 14,18} \Rightarrow \mu_u = 0,109 < 0.392 \Leftrightarrow A_{sc} = 0$$

$\mu_u = M_{ua}/b.d.fbc = 0,109 < 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A.}$

$\alpha = 0,144 \quad ; \quad z = 0,381\text{m}$

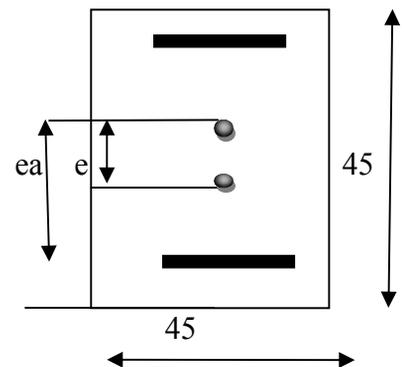
$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N \right] \quad \text{d'où :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa} \dots \dots \dots (\text{Cas accidentel})$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{1}{400} \left[\frac{0,114}{0,381} - 372.39 * 10^{-3} \right] = -1.829\text{cm}^2$$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec Amin (RPA 99 V2003) :

Le bâtiment est implanté dans la zone II (Oron), le ferrailage minimum est de (0,8% de la section)



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5-4:Récapitulation du ferrailage des poteaux

Section (cm²)	A _{min} RPA (cm²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
		Section (cm²)	choix	t(cm)	t'(cm)	A _t (cm²)
(45*45)	18.20	18,47	12T14	10	15	Φ8
(40*40)	12.80	15,39	10T14	10	15	Φ8
(35*35)	9.80	12,32	8T14	10	15	Φ8
(30*30)	7.20	9.05	8T12	10	15	Φ6

5-2-5 : Calcul du ferrailage transversale :(RPA2003)

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

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a :coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a=2.5 Si l'élanement géométrique λ_g ≥5.

ρ_a=3.75 Si l'élanement géométrique λ_g <5.

f_e=400 Mpa.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

Avec Φ_t : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales :

t ≤ Min(10Φ, 15 cm) en zone nodal (zone II).

t' ≤ 15Φ en zone courante.

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq \text{Min} (12, 15 \text{ cm}). \\ t' \leq 18 \text{ cm}. \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} t = 10 \text{ cm}. \\ t' = 15 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

Φ = 1,2 cm → L_r = 1,2 x 40 = 48 cm ,alors on adopte: L_r = 50cm.

La Longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{cm} \dots \dots \dots \text{RPA99 V2003; page 49}$$

Tableau 5-5 : Longueur de la zone nodale

Niveau	RDC	Etage courant
h' (cm)	60 cm	60 cm

Les résultats du ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-6 : La section des armatures transversal des poteaux

poteau	h(cm)	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	f_c (Mpa)	t (cm)	t' (cm)	A_t (cm ²) calculé
45*45	45	28.48	6.22	2,5	400	10	15	0.40
40*40	40	28.32	5.35	2.5	400	10	15	0.44
35*35	35	21.339	6.12	2,5	400	10	15	0.38
30*30	30	15.103	7.14	2,5	400	10	15	0.32

5-2-6 : Dessin de ferrailage de poteau de RDC :

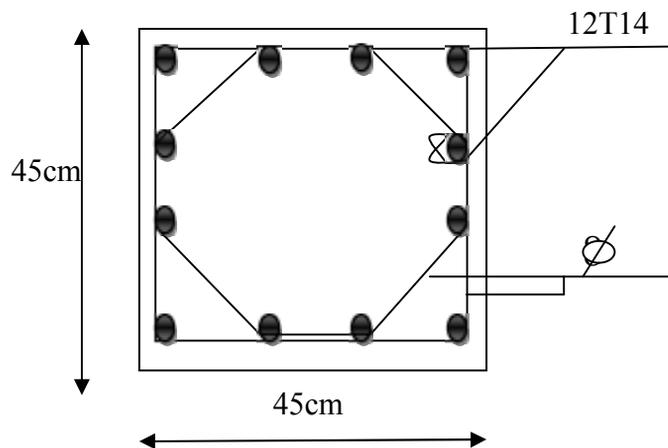


Figure 5-1: Ferrailage des poteaux de RDC

5-3 : Ferrailage des poutres

5-3-1 :Introduction

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **ELU**
- **ELS**
- **G+Q+EX**
- **0,8G+EX**

5-3-2 : Recommandation du RPA99:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :
- 40 φ en zone II.

5-3-3 :Exemple d'étude de la poutre principale (30*45)

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du 6^{eme} étage.

a-calcul des armatures longitudinales

Tableau 5-7: sollicitation de la poutre principale

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KNM)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
30*45	120.94	65.778	88.192	49.928	93.064	47.429	64.443	32.212
V (KN)	122.46		89.24		90.803		62.581	

a- Ferrailage en travée

- ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{65.778 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,45)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,076.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076}) \Rightarrow \alpha = 0.098.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0.098) \Rightarrow Z = 0,432m.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{65.778 \times 10^{-3}}{0,432 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 4.375 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,35 \text{cm}^2; 1,63 \text{cm}^2)$$

Donc $4.375 > 1,63 \text{cm}^2$ **C.V**

• **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 4.375 / 4 = 1.093 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_r = 1.093 \text{cm}^2$

- ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 49.928 \text{KN.m.}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{65.778}{49.928} = 1.317$

$\Rightarrow \frac{1,317-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.408$

$\Rightarrow \alpha = 0,080 < 0,408 \dots\dots\dots$ **C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
 L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

b- Ferrailage en appui :

- **ELU :**

- $\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{120.94 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,45)^2 \times 14,17}$

$\Rightarrow \mu_u = 0.140$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.140})$

$\Rightarrow \alpha = 0,189$

$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,189)$

$\Rightarrow Z = 0.415$

$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{120.94 \times 10^{-3}}{0,415 \times 348}$

$\Rightarrow A_{st} = 8.37 \text{cm}^2$

1-Condition de non fragilité :

$A_{st} \geq \max(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,5 \text{cm}^2; 1,63 \text{cm}^2)$

Donc : $8.374 \text{cm}^2 > 1,63 \text{cm}^2 \dots\dots\dots$ **C.V**

- **ELS :**

$M_{Amax} = 88.192 \text{KN.m.}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{120.94}{88.192} = 1.371$

$\Rightarrow \frac{1,371-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$

$\Rightarrow \alpha = 0,189 < 0,435 \dots\dots\dots$ **C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.
 L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

2-Armatures minimales :

$A_{min} = 0,5\% (b \times h)$ RPA99 V2003; page 52

$\Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$.

$A_{sttravée} + A_{st \text{ appui}} \geq A_{min}$

3- Armatures maximales :

Selon RPA99 V2003, page 73 :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet A_{max} = 4\% (b \times h) \dots\dots\dots (\text{zone courante}) \\ \bullet A_{max} = 6\% (b \times h) \dots\dots\dots (\text{zone de recouvrement}) \end{array} \right\}$$
- $\blacklozenge A_{max} = 4\% (30 \times 50) = 60 \text{ cm}^2$ (Zone courante).
- $\blacklozenge A_{max} = 6\% (30 \times 50) = 90 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

4- Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : $A_{st} \Rightarrow 3T14$ de section **4.62** cm²/ml.

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 3T16+2T14$ » de section **9.11**cm²/ml.

5-Vérification de l'effort tranchant :

$T_{max} = 122.46 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{122460}{300 \times 450} = 0.907 \text{ MPa}$.

$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 4 \text{ MPa} \rightarrow$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow$ Condition vérifiée

c-L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53:

$st \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30\text{cm}) \Rightarrow$ zone nodale

$st \leq h / 2 \Rightarrow$ zone courant

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Tableau 5-8: L'espacement des armatures transversales

Poutre principale	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(30x45)	12,5	10	25	20

d-Diamètre des armatures transversales:

$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \text{min})$

on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).....RPA99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 70\text{cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

La jonction par recouvrement doivent être faites si possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 100 \text{ cm}$ « RPA99 V2003,»

Tableau 5-9: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
Travée	4.375	3T14=4.62
Appuis	8.374	3T16+2T14=9.11

5-Dessin de ferrailage des poutres principales :

3T16

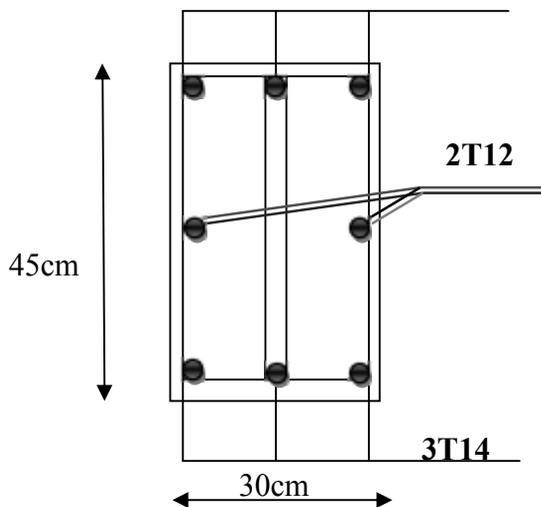


Figure 5-2 : Ferrailage de la poutre principale en travée

3T16+2T14

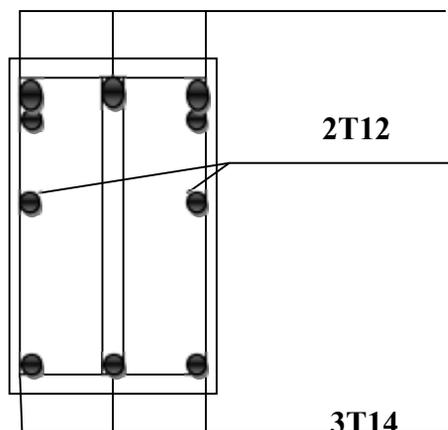


Figure 5-3 : Ferrailage de la poutre principale en appuis

5.3.4. Exemple d'étude de la poutre secondaire

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire situé au plancher Du 1^{er} étage.

a-Calcul des armatures longitudinales

Tableau 5-10:Sollicitation de la poutre secondaire

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KNM)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
30*30	42.142	25.301	31.294	19.782	57.091	29.742	47.109	24.68
T	25.524		19.602		52.686		44.882	

a- Ferrailage en travée

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.301 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,081.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,081}) \Rightarrow \alpha = 0,116.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,116) \Rightarrow Z = 0,25.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{25.301 \times 10^{-3}}{0,25 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.90 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{cm}^2; 1,14 \text{cm}^2)$$

Donc $2.90 > 1,14 \text{cm}^2$**C.V**

- ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 19.782 \text{KN.m}$.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{25.301}{19.782} = 1,27$

$$\Rightarrow \frac{1,27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38$$

$\Rightarrow \alpha = 0,116 < 0,38$ **C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

b- Ferrailage en appui**- ELU**

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42.142 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,135.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,187 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,135})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,183$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,183)$$

$$\Rightarrow Z = 0,250$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{42.142 \times 10^{-3}}{0,25 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4,84 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc : } 4,84 \text{ cm}^2 > 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- ELS

$$M_{A_{\max}} = 31,294 \text{ KN.m.}$$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{42.142}{31.294} = 1.34$$

$$\Rightarrow \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,183 < 0,42 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- Armatures minimales

$$- A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} \geq A_{\min}$$

- Choix des Armatures

Le choix des armatures en travée : $A_{st} = 3\text{T}14$ de section $4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Le choix des armatures en appui : $A_{st} = 3\text{T}14 + 2\text{T}12$ de section $6,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

c-L'espaceement des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53:

$st \leq \min (h/4, 12 \phi \text{ l min ; } 30\text{cm}) \Rightarrow$ zone nodale

$st \leq h/2 \Rightarrow$ zone courant

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Tableau 5-11:L'espacement des armatures transversales

Poutre secondaire (30x30)	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
	8,75	7	17,5	15

d-Diamètre des armatures transversales

$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \min)$

on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).....RPA99

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 60 \text{ cm}$ « **RPA99 V2003**, page49, fig7.2 »

Tableau 5-12:récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire

	Ferrailage calculé (cm²)	Ferrailage choisi (cm²)
Travée	2.90	3T14=4.62
Appuis	4,84	3T14+2T12=6,88

Tableau 5-13 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

Type de poutre	Travée		Appui		A _{st} choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{Cal}	A _{choisi}	Travée	Appui
Poutre principale	4.357	6.88	8.374	10.27	3T14 + 2T12	3T14 + 5T12
Poutre secondaire	2.90	4.62	4.90	6,88	3T14	3T14+2T12

-Dessin de ferrailage des poutres secondaire :

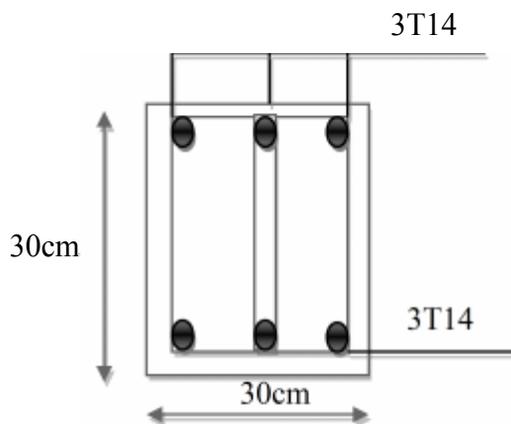


Figure 5-4 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée

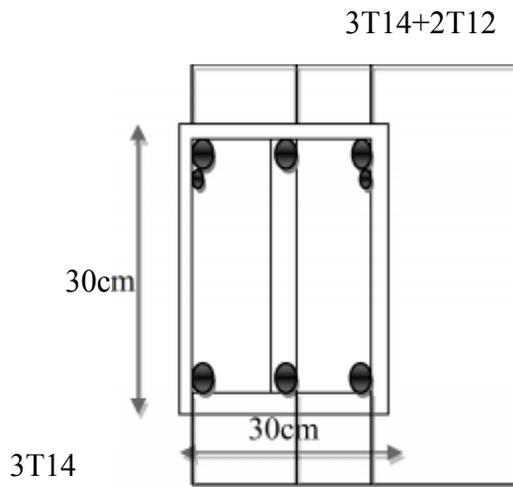


Figure 5-5 : Ferrailage de la poutre secondaire en appuis

5-4 :Etude des voiles:

5-4-1 :Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent " action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G)et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

5-4-2 : Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure(il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

5-4-3 : Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

➤Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

♠Globalement dans la section du voile 0.15%.

♠En zone courante 0.10%.

➤L'espacement des barres horizontales et verticales: $S \leq \min(15a; 30 \text{ cm})$

➤Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

♠ $40\Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

♠ $20\Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'action

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du Sap2000, sous les combinaisons de calcul suivantes :

5-4-4 :Vérification des contraintes tangentielles

Le calcul se fait en flexion composé d'une bande de section (0,2x1ml).

il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} \text{ :l'article 7.7.2 RPA 99}$$

Avec :

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

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU ET L'ELA

Tableau 5-14 : vérification de la contrainte

Voile	v_{\max} (KN/ml)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
20	0.982	0.049	5	C.V
15	4.06	0.270	5	V.C

5-4-5 :Détermination des sollicitations

Les résultats suivants sont calculés en utilisant toutes les combinaisons (ELU, ELA), et ils sont obtenues par le logiciel « SAP2000 » :

➤ **Combinaisons**

G+Q ± 1,2dynx

1,35 G +1,5 Q

G+Q ± 1,2dyny

Tableau 5-15 : Sollicitations dans les voiles

combinaisons	F11(KN)	M11(KN.m)	F22(KN)	M22(KN.m)
1,35 G +1,5 Q	110.747	1.335	553.740	6.67
G+Q ± 1, 2dynx	290.715	0.964	1453.576	4.845
G+Q ± 1, 2dyny	80.994	1.776	404.972	8.882

5-4-6 :Calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0, 25m × 1ml).

✓ Le calcul du ferrailage se fait de la même manière que les poteaux.

Après calcul du ferrailage par logiciel « SOCOTEC » on a trouvé que ce dernier est inférieur de min RPA donc le ferrailage choisi est le « min RPA ».

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal) :

▪ ferrailage vertical :

-Min RPA = $0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- ferrailage horizontal :

-Min RPA = $0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **N.B** : le diamètre des armatures doit être inférieur au 1/10 de l'épaisseur du voile. (Ep=20 cm)

Espacement exigé par le R.P.A 99 :

- D'après R.P.A 99 page 64 on a :
- $S \leq (1,5a; 30\text{cm})$
- On prend : S = 15cm (zone nodale)
- S = 20cm (zone courante)

soit S = 20 cm pour les aciers verticaux et même pour les aciers horizontaux.

- Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 5T12$ » de section **5.65** cm²/ml

Tableau 5-16 : Ferrailage des voiles :

Ferrailage	Min RPA (cm ²)	A _{st} choisi		St(cm)
		(cm ² /ml)		
Vertical(Av)	3,75	5,65	5T12	15
horizontal(Ah)	0,937	4,52	5T12	20

6 LES FONDATIONS :

6-1 : Introduction :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

6-2 : Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage: l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

6-3 : Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1,5bar**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend du :

Type d'ouvrage construire.

- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

➤ Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résultant : de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

➤ Combinaisons d'action à considérer :

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

➤ Sollicitations :

Les calculs des fondations sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique S'effectue à (E.L.U).

a-Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

b. Epaisseur du radier :

L'épaisseur **h d** de la dalle doit satisfaire la condition suivante:

$$hd \geq L \text{ max}/20$$

L max: Distance maximale entre deux files successives **L max**=5,50m

$$hd \geq 5.50/20$$

$$hd = 40\text{cm}$$

L'épaisseur **h n** de la nervure doit satisfaire la condition suivante:

$$hn \geq L \text{ max}/10$$

$$hn \geq 5.50/10$$

$$hn = 55\text{cm}$$

$$hd = 40\text{cm} \quad hn = 55\text{cm}$$

$$Z_{\text{max}} = 3.66 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{b1} = Z_{\text{max}} \cdot K$$

$$\sigma_{b1} = 0.00366 \cdot 310 = 1,13 \leq 1.5\text{bar} = \sigma_{\text{sol}} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

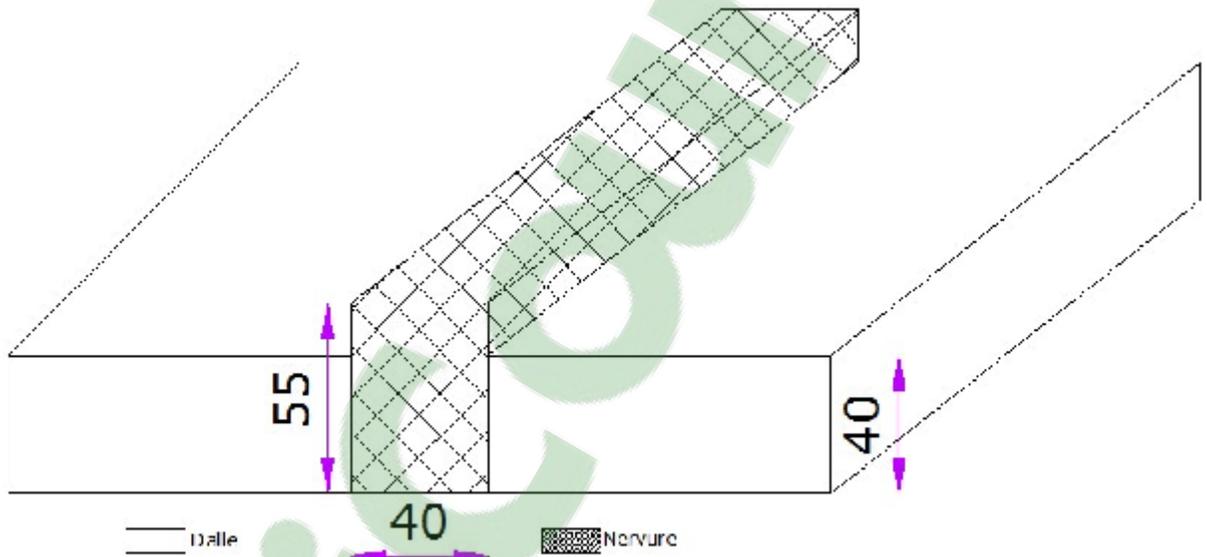


Figure 6.1 : dimension du radier

c. Débordement «D»:

$$.D \geq \text{Max} (hn/2, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On adopte: $D = 1,00\text{m}$.

d. Vérification de la contrainte du sol:

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol «1,50bar».

La condition qu'on doit vérifier est la suivante:

$$\sigma_b \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{b1} = Z_{\text{max}} \cdot K$$

$$\sigma_{b2} = Fz / Sr.$$

Avec:

Z max: déplacement maximum «Uz» à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$z_{max} = 3.66 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

K: le coefficient de Ballast «coefficient de la raideur du sol»

$$\Rightarrow K = 3,1 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol)}$$

Fz: réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$Fz = 1050.753 \text{ kN.}$$

Sr: Surface du radier.

$$Sr = 420 \text{ m}^2.$$

Donc on aura:

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K = 0,00366 \times 310 = 1,13 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1.13 \leq \dots \sigma_{sol} \dots C.V$$

6-4 :. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, "Elément plaque Sur sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : les sollicitations de la dalle.

	M11[KN.m]		M22[KN.m]	
	Travée	Appui	Travée	Appui
ELU	137,82	200,90	144,48	207,15
ELS	117,48	146,16	130,93	150,24

Tableau6-2:les sollicitations de la nervure

	Combinaison	appui	travée
M(KN.m)	ELU	99,42	49,94
	ELS	72,42	38,05

6-5 :Calcul de ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de (1x 0.4) m² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

✓ **En travée :**

➤ **Ferraillage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{137,82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14,17} = 0,0749$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,097$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,346 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{137,82 \times 10^{-3}}{0,346 \times 348} = 11,45 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **6T16** de section **12,06 cm²**

➤ **Ferraillage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{144,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,0785$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,102$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,3453 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{144,48 \times 10^{-3}}{0,3453 \times 348} = 12,02 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **6T16** de section **12,06 cm²**

✓ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{min} = 0,6\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0,006 \times 100 \times 40 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12,06 + 12,06 = 24,12 \text{ cm}^2$$

Donc : A_{st} calculé $>$ A_{st} min

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(4; 18,9) \text{ cm}^2$ cv

✓ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : **Ms = 130,93 KN.m**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,10 \Rightarrow \frac{1,12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,30$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,097 < 0,30$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.

✓ **En appuis:**

➤ **Ferraillage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{200,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,109$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,145$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,339 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{200,90 \times 10^{-3}}{0,339 \times 348} = 17,03 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **6T20** de section **18,85 cm²**

➤ **Ferraillage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{207,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,1126$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,1497$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,338 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{207,15 \times 10^{-3}}{0,338 \times 348} = 17,61 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **6T20** de section **18,85 cm²**

✓ **Armatures minimales (min RPA):**

$A_{min} = 0,6\%(b \times h)$

$A_{min} = 0,006 \times 100 \times 40 = 24 \text{cm}^2$

$A_{st} = 18.85 + 18.85 = 37.7 \text{cm}^2$

Donc : A_{st} calculé > A_{st} min

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_{st} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{cm}^2$

$\Rightarrow A_{st} \text{ Max}(4; 18,9) \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : **Ms= 546,23KN.m**

Il faut vérifier que : $\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,32 \Rightarrow \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$

$\Rightarrow \alpha = 0,145 < 0,41$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

✓ **Vérification des contraintes tangentielle:**

$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{305.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 0,85 \text{MPa}$

$\bar{\tau}_b = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots \text{Fissuration non préjudiciable.}$

$\tau_b = 0,85 \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 3,33 \text{MPa} \dots\dots \text{C.V}$

✓ **Ferrailage transversal :**

$\Phi_t < \min (h/35 ; \Phi_i; b/10)$

avec : $\Phi_i = 1,2 \text{ cm}$

$\Phi_t < \min (1,14; 1,2 ; 4)$

$\Phi_t < 1,14$

On adopte : **Φ10**

✓ **Calcul de l'espacement :**

$S_t \leq \min (0.9d; 40) \text{cm.}$

$S_t \leq \min (0.9 \times 36; 40) \text{cm.}$

$S_t \leq \min (32.4; 40) \text{cm.}$

Alors on adopte un espacement de 15cm

Le résultat de ferrailage est présenté dans le tableau suivant:

Tableau6-3 : ferrailage du radier

	Travée		Appui		espacement		Ferrailage transversal
	Ast calculé (cm ²)	Ast choisi (cm ²)	Ast calculé (cm ²)	Ast choisi (cm ²)	S(cm)	S'(cm)	
Lx	11.45	12.06=6T16	17.03	18.85=6T20	15	15	Ø10.
Ly	12.02	12.06=6T16	17.61	18.85=6T20	15	15	Ø10.

6-6 : Calcul de Ferrailage de la nervure:

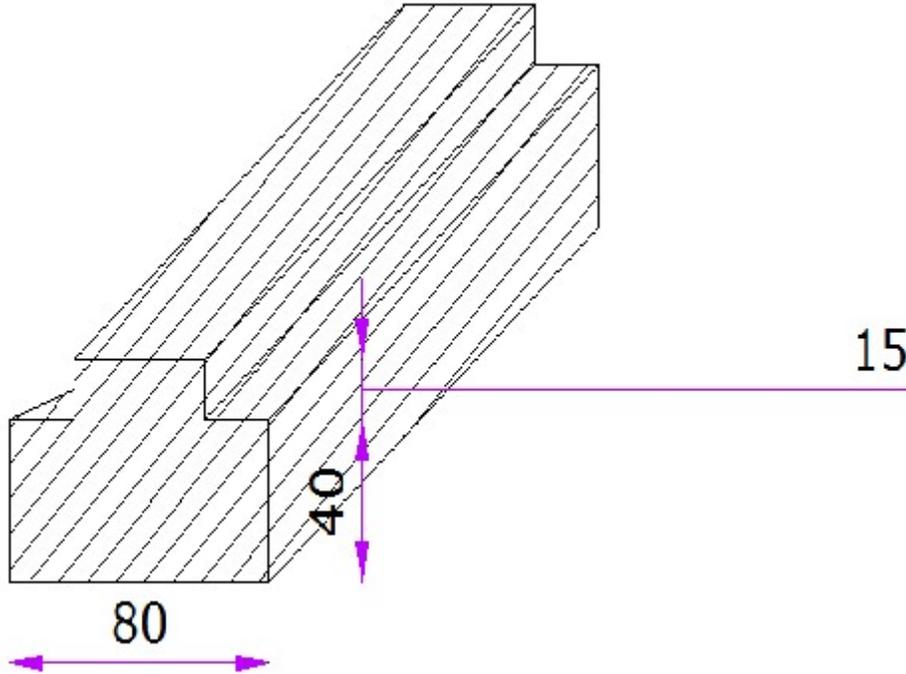


Figure6-2: dimension de la nervure

6-6-1 : Ferrailage longitudinal:

a)ELU:

En travée:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.027 \leq 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.034$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.355m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{49.94 \times 10^{-3}}{0.355 \times 348} = 4.05cm^2$$

Ferrailage choisi est de 4T12 de section 4.52 cm²

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) cm^2$$

=> A_{st} Max(4; 4.5)cm²cv

✓ En appuis:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{99.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.054 \leq 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.069$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.350m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{99.42 \times 10^{-3}}{0,35 \times 348} = 8.16 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **6T14** de section **9.24 cm²**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2$$

=> $A_{st} \text{ Max}(4; 4.5) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$

Vérification à l'ELS :

En travée :

Le moment maximum en travée : **Ms= 38.05 KN.m**

Il faut vérifier que : $\alpha \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,32 \Rightarrow \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$

=> $\alpha = 0,069 < 0,41$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton => $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.

✓ **Vérification des contraintes tangentielle:**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{543.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_b = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$\tau_b = 1.51 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

✓ **Ferraillage transversal :**

$\Phi_t < \min (h/35 ; \Phi_l; b0/10)$

avec : $\Phi_l = 1,2 \text{ cm}$

$\Phi_t < \min (1,57; 1.2 ; 4)$

$\Phi_t < 1,2$

On adopte : **Φ10**

✓ **Calcul de l'espacement :**

$S_t \leq \min (0.9d; 40) \text{ cm.}$

$S_t \leq \min (0.9 \times 36; 40) \text{ cm.}$

$S_t \leq \min (32.4; 40) \text{ cm.}$

Alor on adopte un espacement de 15cm

Tableau6-4: récupérait de ferraillage des nervures:

	Ferraillage		espacement	Ferraillage
	Calculé (cm ²)	Choisi (cm ²)	S(cm)	
Appui	4.05	4T12=4.52	15	Ø10.
Travée	8.16	6T14=9.24	15	Ø10.

6-7 : ETUDE DE LA LONGRINE :

6-7-1 : Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Site de catégorie S2, S3.

$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Site de catégorie S4.

\Rightarrow Donc on va adopter une longrine de **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad \text{Avec : } \left. \begin{array}{l} N = 622.186 \text{ KN (effort normal maximal du poteau)} \\ \alpha : \text{Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site} \end{array} \right\}$$

Zone II ; site 3 $\Rightarrow \alpha = 12$.

$$F = \frac{622.186}{12} = 51.85 \text{ KN} \quad \Rightarrow F = 51.85 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

6-7- 2: Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{51.85 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_{st} = 1.49 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

En prend la section minimale :

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

$$A_{st \text{ min}} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times 2,1 / 400$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ min}} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Le R.P.A 99 V2003 exige que :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \times h) = 0,005 (0,3 \times 0,35)$$

$$A_{st \text{ min}} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

On a :

D'où le ferrailage choisi : **$A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$**

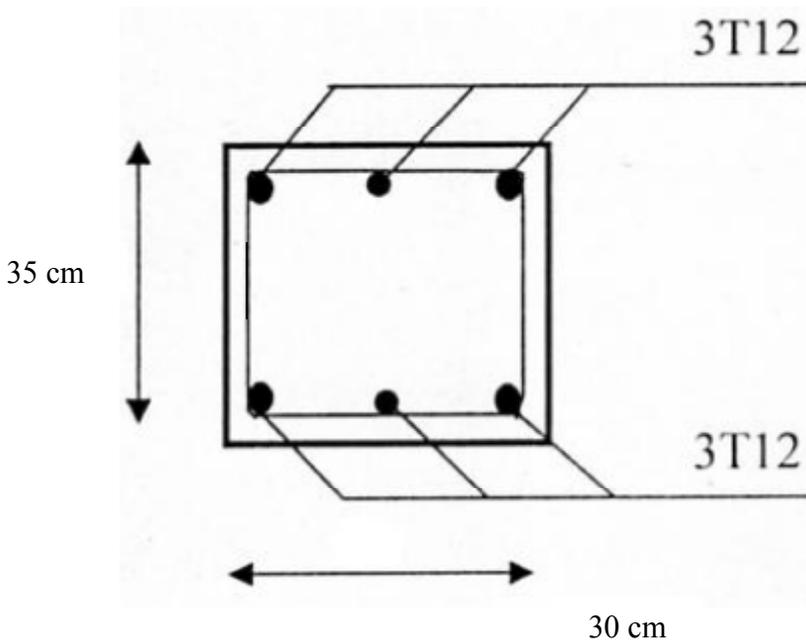


Figure 6-3 : ferrailage de la longrine

Conclusion générale :

Ce projet nous avons permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul (SAP 2000 ; Auto CAD, MS Project, Socotec) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment (RPA 99/version 2003, BAEL91, C.B.A 93...etc.).

Ce projet de fin d'étude est un travail équivalent à celui d'un bureau d'études.

La grande difficulté pour ce genre de projet réside dans la modélisation de la structure.

Une fois que cela est fait par des logiciels qui peuvent faire le calcul. l'ingénieur doit toujours être là pour analyser les résultats et proposer des solutions beaucoup plus adaptées.

Dans la partie de ferrailage des éléments résistants nous avons constaté que les sollicitations sont plus importantes sur les combinaisons accidentelles et aussi pour le ferrailage par le min RPA est suffisant dans plusieurs cas (poteaux, voiles ...)

Quant a l'étude de l'infrastructure elle nous avons obligé d'adopter un radier général comme une fondation, du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Grâce au management du projet on obtient un meilleur contrôle des activités et on dispose d'outils et de techniques à l'efficacité éprouvée qui permettront aux équipes d'atteindre les objectifs dans le respect des délais et couts.

La réussite du projet est une préoccupation permanente de tous ceux qui investissent leur temps ou leur argent. Elle comporte une dimension organisationnelle, notamment par la clarification des procédures et l'explicitation des rôles de tous intervenants. Elle a aussi un aspect relationnel puis qu'en dernière instance, le client sera le seul véritable juge.

En fin nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

Chapitre I

Chapitre II

Chapitre III

Chapitre IV

Chapitre V

Chapitre VI

Chapitre VII

Chapitre VIII

Chapitre IX

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (06) étages, implanté dans la wilaya d'ORAN. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (06) floors, located in the wilaya of Oran . This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.