



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

UNIVERSITÉ DE ABD EL HAMID BEN BADIS DE MOSTAGANEM
FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Thème

Etude et conception d'une tour en RDC
+ Sous-sol + 12 étages en béton armé

Présenté par :

Boukoufa Yamina

Soutenu le 19/06/2023 devant par le jury compose par :

Président : Maliki Mustapha

Examineur : Bessai Touhami

Encadrant : Sabeur Bendehiba

Année universitaire : 2022/2023

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr Sabeur pour le temps consacré à nous écouter, nous orienter et nous corriger tout au long de notre projet.

Nous souhaitons exprimé nos profondes gratitudees à tous les enseignants qui nous ont formé dès la 1^{ere} année jusqu'à la 5^{eme} .

En fin nous remercions tout ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux mondes, ma mère, mon père, mes frères et mes sœurs car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade,

A tous mes meilleurs amis que j'aime : CHEERIFA , AMIRA , ZOHRRA , SOUMIA et à toute la promotion 2023.

RESUME

Ce projet nous a permis de faire appel aux formations acquies tout le long de notre formation. En utilisant les règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L.91), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de Caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente Des charges.et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) Et les éléments secondaires(poutrelles ,balcon, escaliers, acrotère et plancher) En fin on a fait une étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS V9.7.4 pour vérifier la Stabilité et déterminer Les Différentes sollicitation dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge Sismique), et on terminer le travail avec le ferrailage des différents éléments de la structure.

Mot clés : RPA99V2003 , B.A.E.L.91, poteaux, poutres principale et secondaires, les Voiles, poutrelles ,balcon, escaliers, acrotère, plancher).

ABSTRACT :

This project allowed us to use the training acquired throughout our training Using the calculation and verification regulations for reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L.91), this study begins the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-sizing of the structure, the descent of the loads and the calculation of the main elements (posts, beams and sails) And the secondary elements (beams, balcony, stairs, parapet and floor)

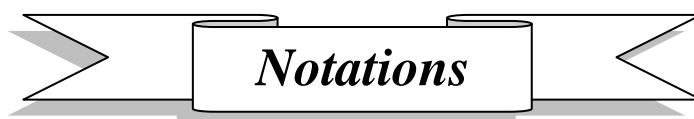
Finally, we did a dynamic study of the structure with the ETABS V9.7.4. to check the Stability and determine the Different stresses due to the loads (permanent loads, operating loads and Seismic load), and we finish the work with the reinforcement of the different elements of the structure.

Keywords: RPA99V2003 and B.A.E.L.91Modified99, post, main and secondary beams, sails, beams, balcony, stairs, parapet, floor).

ملخص

سمح لنا هذا المشروع بطلب التدريب المكتسب خلال تدريبنا باستخدام اللوائح لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 and B.A.E.L.91) ، تبدأ هذه الدراسة بالوصف العام للمشروع بعرض لخصائص المواد ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل ، ونزول الأحمال وحساب العناصر الرئيسية (الأعمدة ، الحزم والأشعة والعناصر الثانوية , عوارض ، بلكونه ، درج ، حاجز وأرضية)

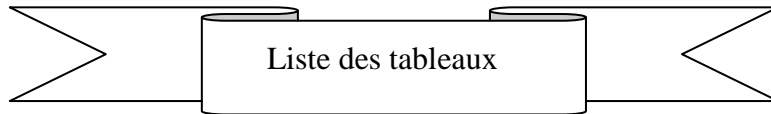
أخيرًا ، أجرينا دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج ETABS V9.7.4 للتحقق من الاستقرار وتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال الدائمة، أحمال التشغيل والحمل الزلزالي وننتهي من العمل بتقوية العناصر المختلفة للهيكل.



Notations

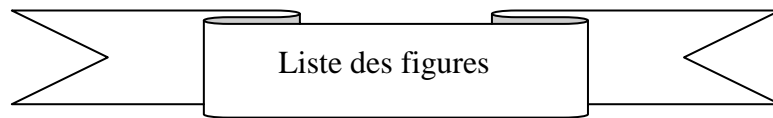
A' :	Aire d'une section d'acier comprimée
A :	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t :	Aire d'une section d'acier transversale.
B :	Aire d'une section de béton comprimée.
B₀ :	Aire d'une section homogène.
E_i :	Module de déformation instantané du béton.
E_v :	Module de déformation différé du béton.
E_s :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u :	Moment ultime.
M_{ser} :	Moment de service.
T_u :	Effort tranchant ultime.
a, b :	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h :	Dimensions transversales d'une poutre.
h₀ :	Hauteur de la table de compression
d :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e :	Limite élastique de l'acier.
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r :	Section réduite du poteau.
M :	Moment résistant de la table (section en T _e).
M₀ :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t :	Moment fléchissant maximal en travée
M_a :	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u :	Effort normal ultime
N_{ser} :	Effort normal de service
I₀ :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
I_f :	Moment d'inertie fictif
F :	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G :	Charge permanente
P :	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u :	Chargement ultime
q_{ser} :	Chargement de service
Δf_t :	Flèche totale
L :	Portée de la travée
δ_t :	Espacement des armatures transversales

$\alpha :$	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
$\gamma_b :$	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
$\gamma_s :$	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
$\eta :$	Coefficient de fissuration relatif à une armature
$\lambda :$	Elancement mécanique d'une pièce.
$\mu :$	Moment réduit ultime (sans dimensions)
$\rho :$	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$
$\sigma_b :$	Contrainte de compression du béton
$\sigma_s :$	Contrainte de traction de l'acier
$\tau_u :$	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson



Liste des tableaux

Tableau 1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e	7
Tableau 2 . Surface offerte aux poteaux de rive, d'angle et centraux.....	18
Tableau 3 . les sections des poteaux centraux.....	21
Tableau 4 les sections des poteaux de rives.....	21
Tableau 5 . les sections des poteaux d'angle	22
Tableau 6 . Tableaux récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants	38
Tableau 7 : valeurs de St selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003.....	45
Tableau 8 Ferrailage de la dalle à L'ELU.....	50
Tableau 9 : Ferrailage de la dalle à L'ELS.....	51
Tableau 10 : Modes propres, Périodes propres et Masses effectives (Structure initiale).	58
Tableau 11 : Modes propres, Périodes propres et Masses effectives (Variante 1).....	59
Tableau 12 : Les déplacements maximaux.....	59
Tableau 13 . : Les réactions à la base.....	60
Tableau 14 . : Résultante des forces sismiques à la base.....	62
Tableau 15 : distribution des forces sismiques	63
Tableau 16 : Déplacements inter étages dans les deux Sens.....	64
Tableau 17 : Effets du second ordre dans les deux Sens	65
Tableau 18 - pourcentage minimale des armatures longitudinales	68
Tableau 19 -l'effet de l'effort normal réduit.....	71
Tableau 20 . Vérification de la contrainte de cisaillement.....	72
Tableau 21 . Ferrailage des poteaux isolés.....	73
Tableau 22 . Ferrailages des voiles	87
Tableau 23 Ferrailages des voiles périphériques à L'ELU.....	90
Tableau 24 Ferrailages des voiles périphériques à L'ELS.....	91
Tableau 25 les surfaces des poteaux et des voiles.....	92
Tableau 26 Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	96
Tableau 27 résultats de calcul des contraintes.....	96
Tableau 28 Ferrailages du radier	98
Tableau 29 Ferrailages de nervure	99



Liste des figures

Figure 1 : Vue en plan architectural d'une tour RDC +S/SOL+ 12 Etage.....	2
Figure 2 : Vue en 3D de la structure modéliser dans CSI ETABS 9.7.4.....	2
Figure 3 :Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure 4 :Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	5
Figure 5 :Evolution du module de Young.....	6
Figure 6 :Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	6
Figure 7 :Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.....	7
Figure 8 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `à l'ELU.....	8
Figure 9 : charge de la dalle	11
Figure 10 : Dalle à corps creux.....	11
Figure 11 : plancher terrasse.....	12
Figure 12 : plancher étage courant.....	13
Figure 13 : cloisons extérieure	13
Figure 14: Acrotère.....	13
Figure 15 : l'escalier	14
Figure 16 : schéma statique de l'escalier.....	14
Figure 17 : Dimensions des poutres.....	16
Figure 18 : dimensions à respecter pour les poutres.....	16
Figure 19 : Vue en plan portant numérotations des poteaux.....	18
Figure 20 : Vue en élévation.....	29
Figure 21 : Ferrailage de l'escalier coupe A-A et C-C.....	32
Figure 22 : Ferrailage de l'escalier coupe B-B.....	35
Figure 23 : Ferrailages des poutrelles.....	47
Figure 24 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	47
Figure 25 : La position des dalles.....	48
Figure 26 : Schéma de ferrailage de la dalle	52
Figure 27 : Spectre de réponse.....	56
Figure 28 : RDC de la structure initiale.....	57
Figure 29 : RDC de la variante 1.....	58
Figure 30 : Le poteau le plus sollicité.....	68

Figure 31 : Schémas de ferrailage des poteaux isolés et attachés aux voiles.....	74
Figure 32 : les poutres porteuses et les poutres secondaires.....	75
Figure 33 : La section d'une poutre longitudinale.....	75
Figure 34 : Ferrailage des poutres principales (30×45).....	78
Figure 35 : Ferrailage des poutres secondaires (30×35).....	78
Figure 36 : Disposition des voiles.....	80
Figure 37 : Les sollicitations de calcul d'un voile.....	81
Figure 38 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	82
Figure 39 : Voile le plus défavorable.....	83
Figure 40: Section de calcul suivant l'axe xx.....	83
Figure 41 : Position du point d'application de l'effort normal de compression(N').....	84
Figure 42: Section de calcul suivant l'axe y-y.....	84
Figure 43 : Position du point d'application de l'effort normal de compression(N').....	85
Figure 44 : Ferrailage des voiles de contreventement.....	87
Figure 45 : Ferrailage des voiles de contreventement.....	100
Figure 46 : Les dimensions de la cabine.....	101
Figure 47 : Dalle pleine de l'ascenseur.....	104
Figure 48 : chargement du panneau (PIGEAUD).....	105

SOMMAIRE

Chapitre I: INTRODUCTION GENERALE

I.1. Généralités	01
I.2. Présentation de l'ouvrage étudié	01
I.2.1. Introduction	01
I.2.2. Caractéristiques de la structure	01
I.2.3. Données du site	03
I.2.4. Hypothèse de calcul	03
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	03
I.3.1. Introduction	03
I.3.2. Béton	04
I.3.3. Acier	07

Chapitre II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement et descente de charges	10
II.2.1. Pré dimensionnement	10
II.2.2. Descente de charges	12
II.2.2.1. Descente de charges des dalles	12
II.2.2.2. Cloisons extérieurs	13
II.2.2.3. Acrotère	13
II.2.2.4. Escaliers	14
II.2.2.5. Balcon	15
II.2.2.6. Pré dimensionnement des poutres	16
II.2.2.7. Pré dimensionnement des poteaux	17
II.2.2.8. Pré dimensionnement des voiles	22

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction	25
III.2. Etude de l'acrotère	25
III.3. Etude de l'escalier	29
III.4. Etude des planchers	35
III.5. Etude de la dalle pleine	48

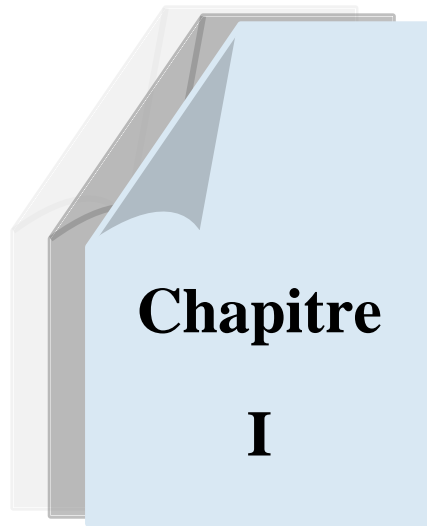
Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction	54
IV.2 Choix de la méthode de calcul	54
IV.2.1 Méthode statique équivalente	54
IV.2.2 Les Méthodes Dynamiques	55
IV.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	55
IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale	56
IV.4.1 Principe	56
IV.4.2 Description du logiciel ETABS	56
IV.4.3 Modélisation	56
IV.4.4 Spectre de réponse de calcul	56
IV.4.5 Nombre de modes à considérer	57

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Ferrailage des poteaux	67
V.2. Ferrailage des poutres	74
V.3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	78

V.4. Ferrailage des voiles	80
Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI.1. Etude du voile périphérique	89
VI.1.1. Dimensionnement	89
VI.1.2. Détermination des sollicitations	89
VI.1.3. Ferrailage du voile périphérique	89
VI.2. Etude des fondations	91
VI.2.1. Introduction	91
VI.2.2. Choix du type de fondations	92
VI.2.3. 7 Ferrailage du radier	97
VI.2.6. Etude du débord du radier	99
VI- ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	101
Conclusion	110



Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

I.1. Généralités:

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation Master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude et conception d'une tour en RDC +sous sol +12 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.7.4) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

I.2. Présentation de l'ouvrage étudié :

I.2.1. Introduction :

L'ouvrage à étudier les éléments résistant d'une tour en RDC+Sous-sol+12étages à usage d'habitation, Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Mostaganem, classé en zone **IIa** sismicité moyenne selon le **R.P.A99 version 2003**.

I.2.2. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Longueur de bâtiment 20,40 m
- Largeur de bâtiment 16,65m
- Hauteur totale du bâtiment 41,82m
- Hauteur du RDC 5,10m
- Hauteur d'étage courant 3.06 m.

Ci-après, une présentation en 2D et 3D portant les caractéristiques géométriques de la construction (longueur, largeur, hauteur ... etc.), notre structure est un peu irrégulière en plan.

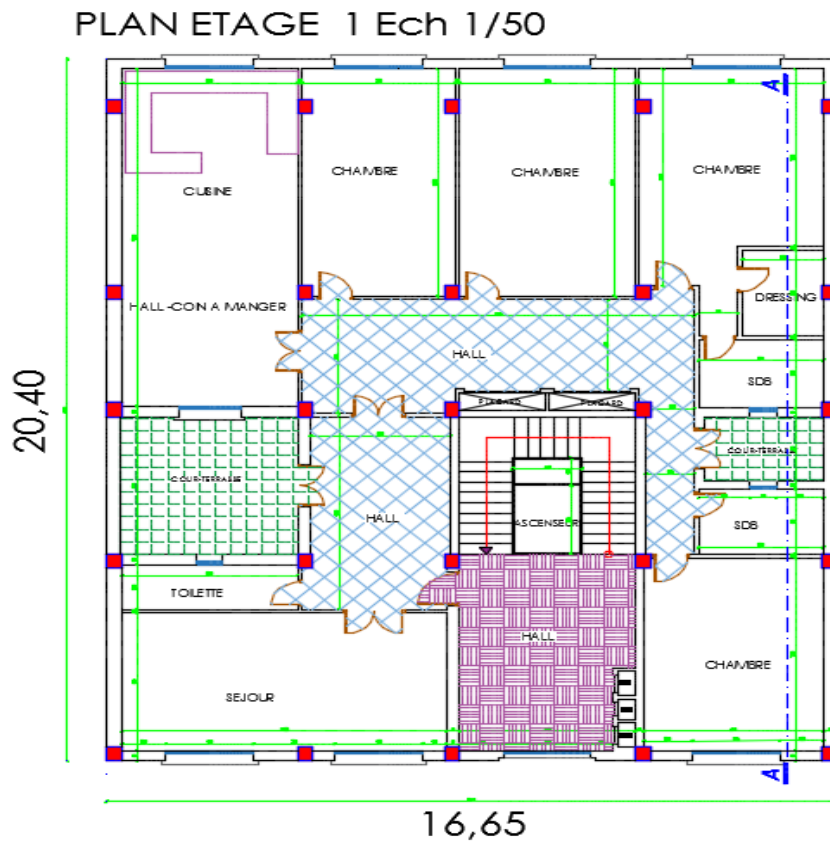


Fig. I.1 Vue en plan architectural d'une tour RDC +S/SOL+ 12 Etage

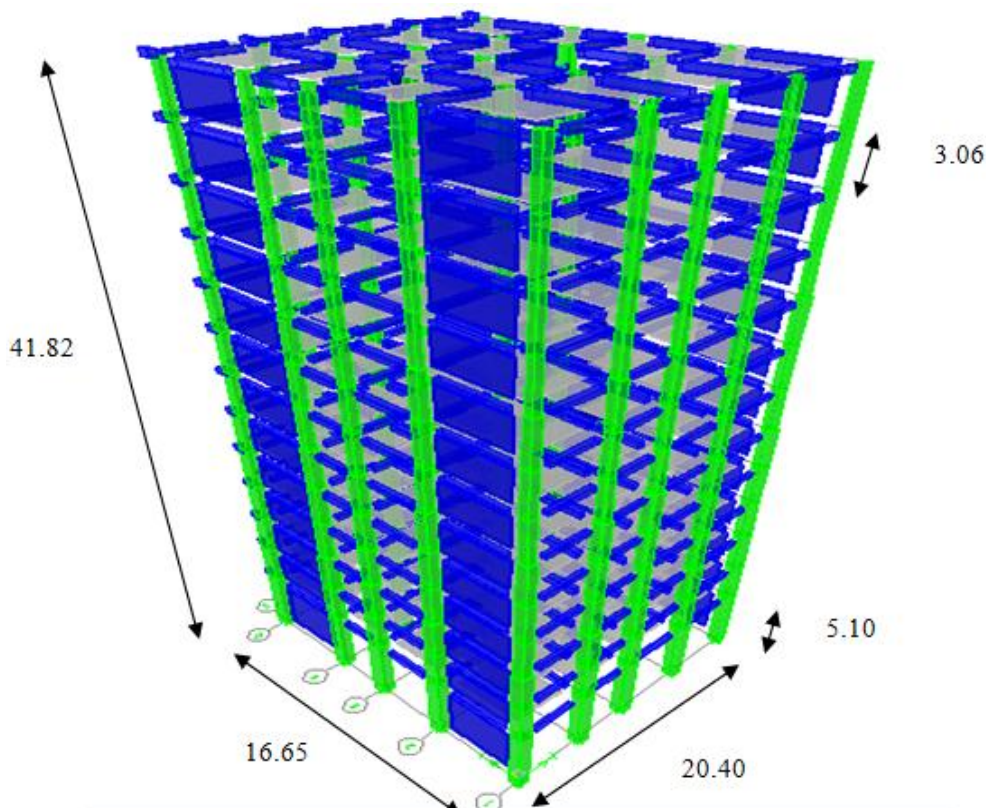


Fig. I.2 Vue en 3D de la structure modéliser dans CSI ETABS 9.7.4

I.2.3. Données du site :

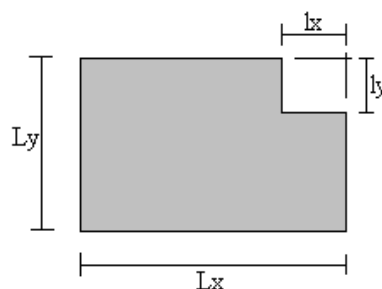
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation:

a) Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{8,30}{16,65} = 0,49 > 0,25 \text{ Non vérifiée}$$

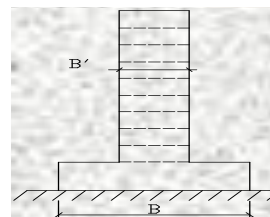
$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{9,85}{20,4} = 0,48 > 0,25 \text{ Non Vérifiée}$$



b) Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{8,30}{16,65} = 0,49 < 0,67 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{B''}{B} = \frac{3,95}{16,65} = 0,23 < 0,67 \text{ Vérifiée}$$



Il suffit qu'un critère n'est pas satisfait, pour que le bâtiment soit classé irrégulier en plan.

I.2.4. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865$ Mpa.
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195$ Mpa.
- $f_e = 400$ Mpa.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1. Introduction :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.3.2. Béton :

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

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.3.2.1. Les compositions du béton :

1. ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

2. granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.3.2.2. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.3.2.3. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jour} \end{cases}$$

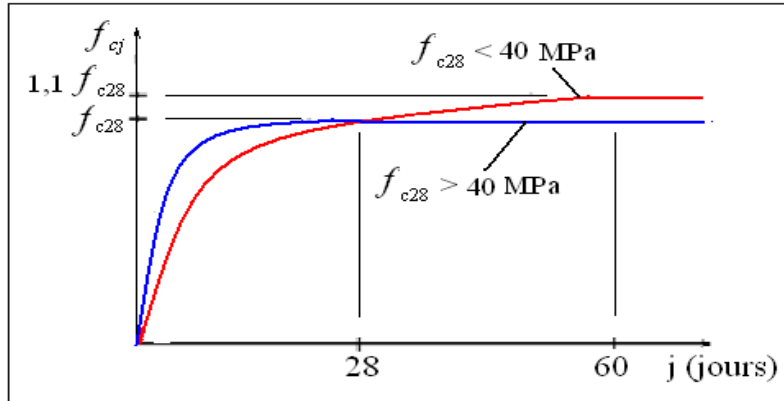


Fig. I.3 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

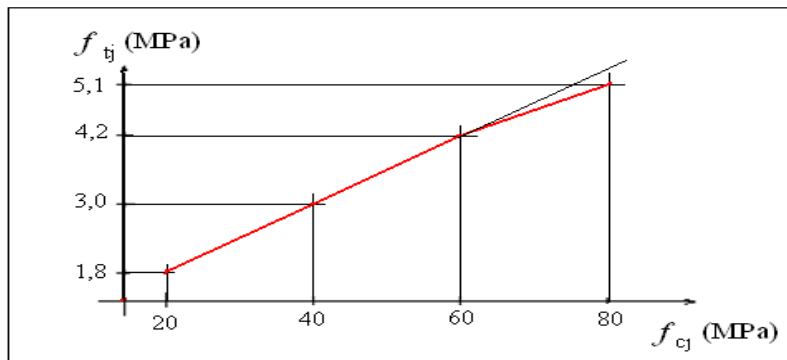


Fig. I.4 Evolution de la résistance à la traction f_{ij} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

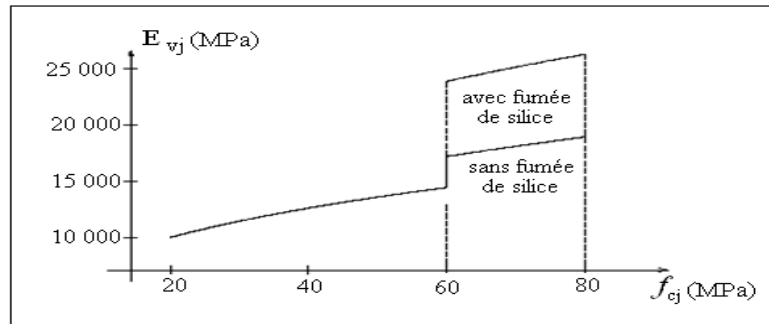


Fig. I.5 Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

d. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e. Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$\epsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

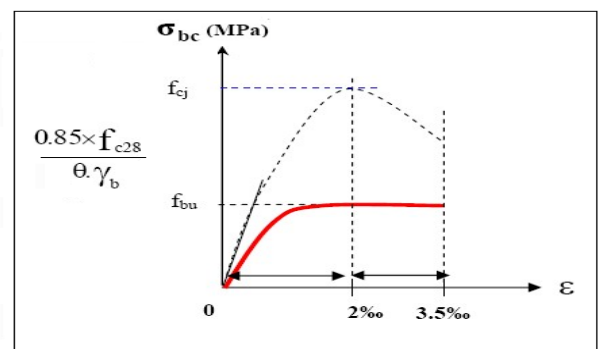


Fig. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

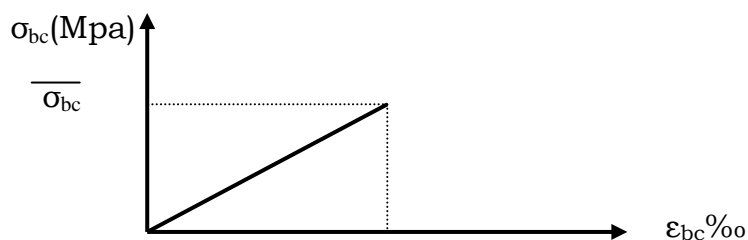


Fig. I.7 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

I.3.3. L'Acier :**I.3.3.1. Définition :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.3.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_c .

type	Nuance	f_c (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_cE22 F_cE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_cE40 F_cE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_cTE40 F_cTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$ TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tab. I.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_c .**I.3.3.3. Contrainte limite des Aciers :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ .

a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

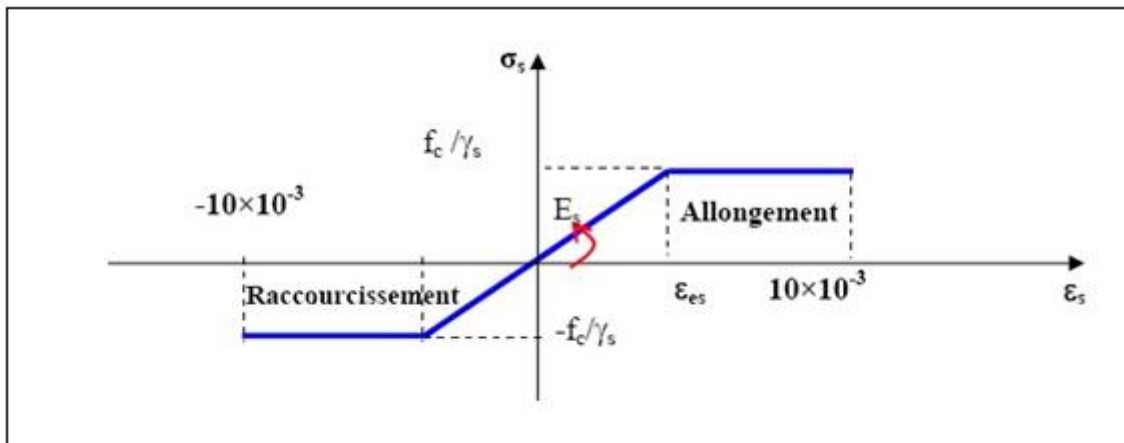


Fig. I.8 Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

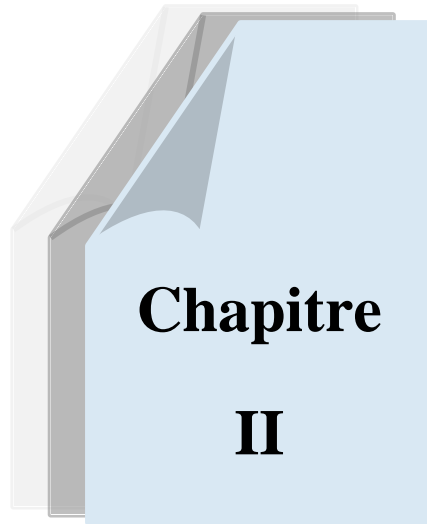
$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

b. Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).



*DESCENTE DE CHARGES ET
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS*

DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction:

Pour le pré dimensionnement, on utilise les règles suivantes:

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.

Document Technique Réglementaire; Charges Permanentes et Charges d'Exploitation DTR.

II.2. Pré dimensionnement et descente de charges:

II.2.1. Pré dimensionnement:

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu

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

b. Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de $e = 16\text{ cm}$

c. Résistance à la flexion :

• Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

• Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Lx : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 2 appuis ayant une portée Lx égale à 4.35 m

On aura donc : $\frac{435}{35} \leq e \leq \frac{435}{30}$

$12\text{ cm} \leq e \leq 14.5\text{ cm}$ donc $e = 14\text{ cm}$

d. Condition de flèche :

La condition à vérifier est la suivante : $f_{\max} \leq L_{\max} / 500$

f_{\max} : La flèche maximum à calculer pour une poutre encastrée a ses extrémités.

Le calcul RDM nous donne :

$$f_{\max} = \frac{5.q.L_x^4}{384.EI}$$

$$\frac{5 \cdot q \cdot L_x^4}{384 \cdot EI} \leq \frac{L_x}{500} \quad \text{Avec : } I = \frac{b \cdot e^3}{12}$$

$$\text{D'où : } e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3}{384 E b}}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$. La dalle est supposée encastree à ses deux extrémités. Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :

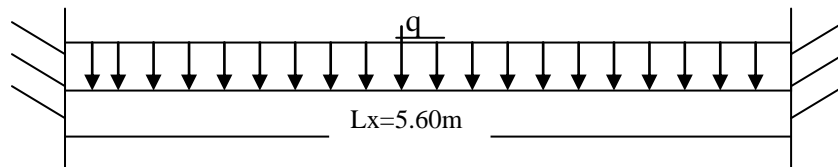


Fig. II.1 charge de la dalle

Plancher de RDC

$G = 538 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge permanente.

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge d'exploitation.

Ceci donne $q = (538+150) \times 1.00 = 688 \text{ Kg/ml}$

$E = 30822.5 \text{ MPa} = 308225 \text{ Kg/cm}^2$

D'où :

$$e \geq ((3 \cdot 10^4 \times 538 \cdot 10^{-2} \times 560^3) / (384 \times 308225 \times 100))^{1/3} = 13.83 \text{ cm}$$

On prend $e = 14 \text{ cm}$.

Conclusion:

L'épaisseur à retenir est : $e = \max(11, 16, 14, 14)$

Donc : $e = 16 \text{ cm}$.

En ajoutant 4 cm de la dalle de compression.

Alors notre dalle est d'épaisseur $h_t = (16+4) \text{ cm}$

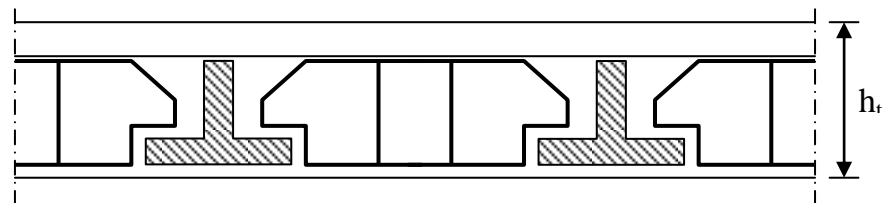


Fig. II.2 Dalle à corps creux.

Donc : $\begin{cases} h_t = 16 \text{ cm pour la dalle pleine} \\ h_t = 20 \text{ cm pour la dalle en corps creux} \end{cases}$

II.2.2. Descente de charges:

II.2.2.1. Descente de charges des dalles:

1) Introduction :

La descente de charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

Charge permanente : la charge permanente correspond au poids propre des éléments porteurs, ainsi que les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, enduits, et revêtements quelconques, et les éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloisons fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation.

Charge d'exploitation : les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

2) plancher terrasse (inaccessible) :

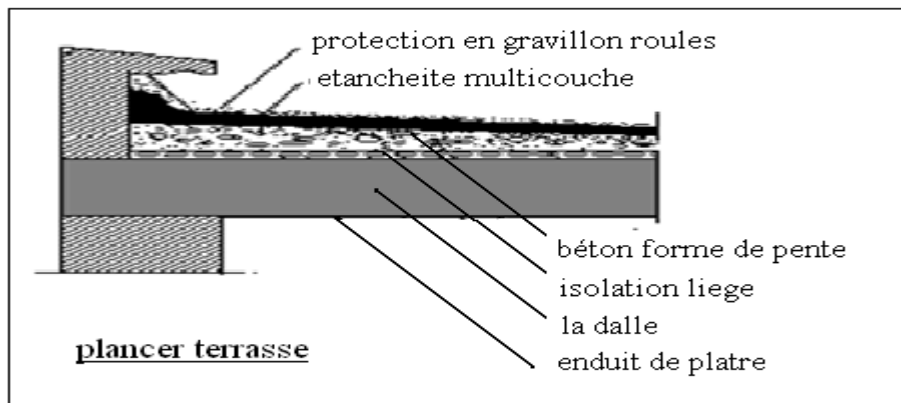


Fig. II.3 plancher terrasse.

1. protection en gravillon	(e = 5 cm)	$0,05 \times 1700 = 85$	kg/m^2
2. Etanchéité multicouches	(e = 6 cm)	$0,06 \times 200 = 12$	kg/m^2
3. Béton de pente	(e = 10cm)	$0,1 \times 2200 = 220$	kg/m^2
4. Isolation thermique au liège	(e = 4 cm)	$0,04 \times 400 = 16$	kg/m^2
5. Dalle pleine en corps creux	(e = 16+4)	$0,20 \times 1400 = 280$	kg/m^2
6. Enduit du ciment	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36$	kg/m^2
		Total	$= 649 \text{ kg/m}^2$

$$G = 649 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

3) Plancher étage courant :

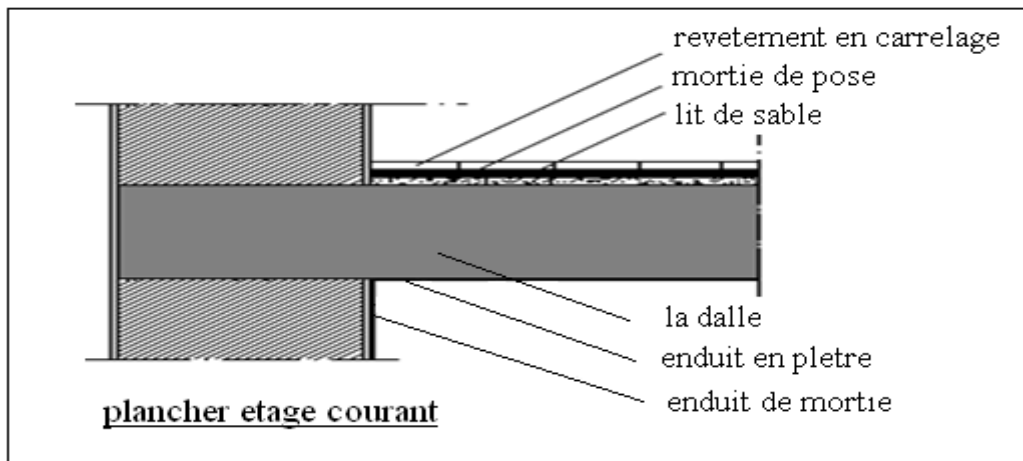


Fig. II.4 plancher étage courant.

1. Revêtement en dalle de		50 = 41 kg/m ²
2. Mortier de pose	(e = 2cm)	0,02×2000 = 40 kg/m ²
3. Dalle en corps creux	(e = 16+4 cm)	0,20×1400 = 280 kg/m ²
4. Enduit du ciment	(e = 2 cm)	0,02×1800 = 36 kg/m ²
5. cloisons légers		= 100 kg/m ²
		Total = 497 kg/m ²

G = 479 kg/m² (G = 617 kg/m² pour la dalle pleine)

Q = 150 kg/m²

II.2.2.2. Cloisons extérieures:

Enduit extérieur	0,02 × 2000 = 40 kg/m ²
Briques creuses (15 cm)	0,15 × 1400 = 210 kg/m ²
Briques creuses (10 cm)	0,10 × 1400 = 140 kg/m ²
Enduit intérieur	0,015 × 1200 = 18 kg/m ²
Total	= 408 kg/m²

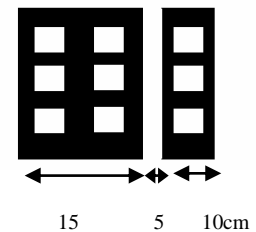


Fig. II.5 cloisons extérieure

Avec 25 % d'ouverture : 408×0,75 = 306 kg/m²

Donc : **G = 306 kg/m²**

II.2.2.3. Acrotère :

La surface de l'acrotère est

$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$

$S = 0,069 \text{ m}^2$

Le poids propre de l'acrotère est :

$P = (0,069 \times 2500) = 172 \text{ Kg/m}$

G = 172 kg/m

Q = 100 kg/m

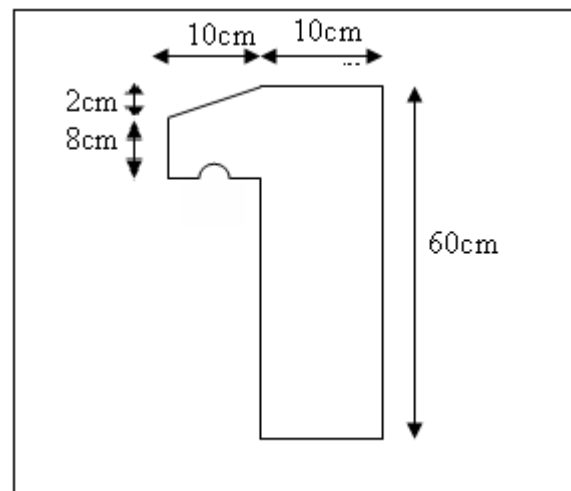


Fig. II.6 Acrotère.

II.2.2.4. Escaliers:

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$ avec :

Giron : $g = 30$ cm

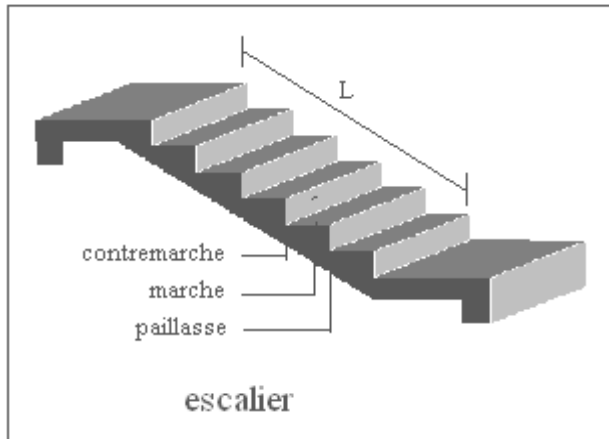


Fig. II.7 l'escalier

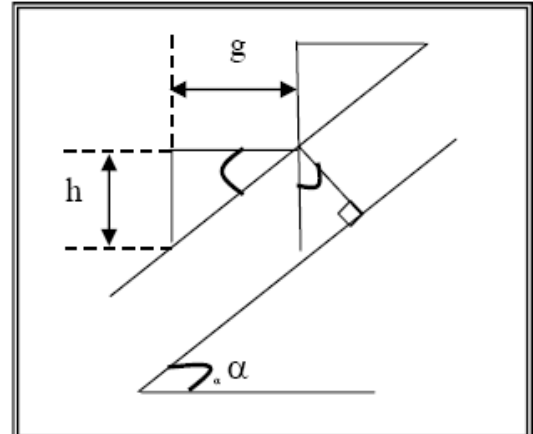


Fig. II.8 schéma statique de l'escalier

Hauteur : $H = 5.10$ m.

Giron : $g = 30$ cm.

Pour : $h = 17$ cm \Rightarrow on aura 30 marches entre chaque étage

Dans ce cas on a trois volées dans chaque étage,

- hauteur de volée 1 = 2.04m
- hauteur de volée 2 = 2.04m
- hauteur de volée 3 = 1,02m
- La longueur de la ligne de foulée 1 et 2 sera : $L = g (n-1) = 30 \times 11 = 330$ cm.
- La longueur de la ligne de foulée 3 sera : $L = g (n-1) = 30 \times 5 = 150$ cm.
- L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$
- La longueur de la paillasse 1 et 2 est : $L = \frac{2.04}{\sin\alpha} = 2.15$ m.
- La longueur de la paillasse 3 est : $L = \frac{1.02}{\sin\alpha} = 1.07$ m.

L'épaisseur de la volée :

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

- Condition de résistance de foulée 1 et 2 : $L/30 < e < L/20$ $11 < e < 16,5$

Avec $L = 330\text{cm}$

On prend comme épaisseur : **$e = 12\text{ cm}$**

- Condition de résistance de foulée 3: $L/30 < e < L/20$ $5 < e < 7.5$

Avec $L = 150\text{cm}$

On prend comme épaisseur : **$e = 6\text{ cm}$**

a) Palier :

1. dalle de sol	($e = 2\text{ cm}$)	$0,02 \times 2050 = 41\text{ kg/m}^2$
2. Mortier de pose	($e = 2\text{ cm}$)	$0,02 \times 2000 = 40\text{ kg/m}^2$
3. Dalle pleine	($e = 12\text{cm}$)	$0,12 \times 2500 = 300\text{ kg/m}^2$
4. Enduit du ciment	($e = 2\text{ cm}$)	$0,02 \times 1800 = 36\text{ kg/m}^2$
		Total = 417kg/m^2

$G = 417\text{kg/m}^2$

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

b) Volée :

1. dalle de sol	($e = 2\text{ cm}$)	$0,02 \times 2050 = 41\text{ kg/m}^2$
2. Mortier	($e = 2\text{ cm}$)	$0,02 \times 2000 = 40\text{ kg/m}^2$
4. Poids propre de la marche	($e = 17\text{cm}$)	$0,5 \times 0,17 \times 2200 = 187\text{ kg/m}^2$
5. Poids propre de la paillasse	($e = 12\text{cm}$)	$2500 \times 0,12 / \text{Cos}29,54 = 345\text{ kg/m}^2$
6. Enduit du ciment	($e = 2\text{cm}$)	$0,02 \times 1800 = 36\text{ kg/m}^2$
		Total = 649 kg/m^2

$G = 649\text{ kg/m}^2$

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

II.2.2.5. Balcon:

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \quad \text{avec : } L_{\max} = 140\text{cm}$$

$$9 \leq e \leq 14\text{cm}$$

On prend : $e = 12\text{cm}$.

Le balcon est constitué par une console en béton armé

On estime le poids propre du balcon comme suit :

1. Dalle pleine	($e = 12\text{cm}$)	$0,12 \times 2500 = 300\text{ kg/m}^2$
-----------------	-----------------------	--

2. Enduit du ciment	(e = 2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
3. Mortier de pose	(e = 2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
4. Revêtement en dalle de sol	(e = 2 cm)	$0,02 \times 2050 = 41 \text{ kg/m}^2$
		Total = 417 kg/m ²

G = 417 kg/m²
Q = 350 kg/m²

II.2.2.6. Pré dimensionnement des poutres:

Selon les Règles de BAEL91 :
 La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la section
- b : largeur de la section

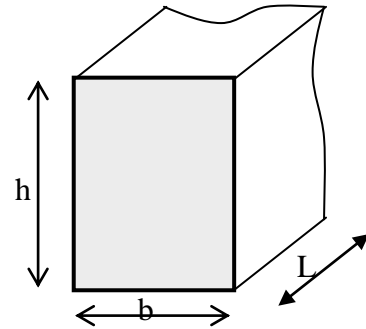


Fig. II.9 Dimensions des poutres

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

$$b_{\text{max}} = 1,5h_1 + b_1$$

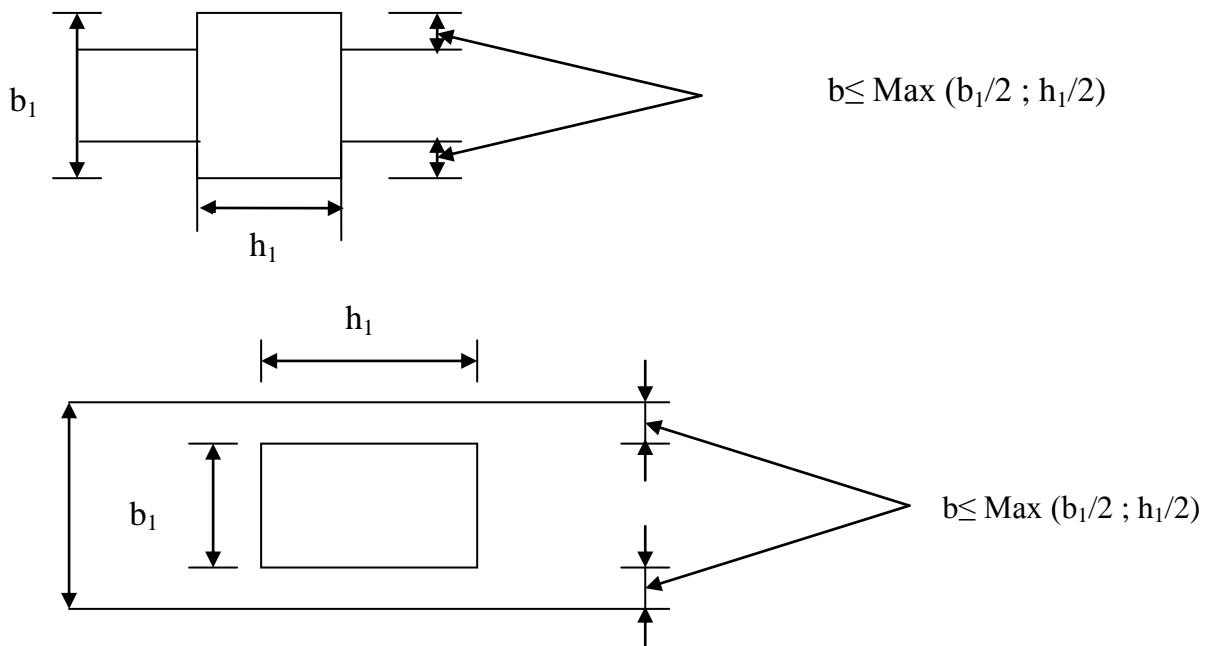


Fig. II.10 dimensions à respecter pour les poutres

Nous prendrons pour :

- Le Sens longitudinal:

$$L_{\max} = 5.60 \text{ m} \longrightarrow 0.37 \leq h_t \leq 0.56$$

On prend: $h_t = 45 \text{ cm}$.

$13,5 \leq b \leq 31,5$ On prend: $b=30 \text{ cm}$.

$$\frac{h}{b} = 1,5 < 4 \quad (\text{conditions du RPA est vérifiée})$$

Alors: $h_t = 45 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$.

- Le Sens transversal:

$$L_{\max} = 4.35 \text{ m} \longrightarrow 0,29 \leq h_t \leq 0,45$$

On prend: $h_t = 40 \text{ cm}$

$12 \leq b \leq 28$ On prend: $b = 30 \text{ cm}$.

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad (\text{conditions du RPA est vérifiée}) \quad \text{Alors: } h_t = 40 \text{ cm. } b = 30 \text{ cm.}$$

II.2.2.7. Pré dimensionnement des poteaux:

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right)$$

Et d'après les règles BAEL91 ; elles préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{A}{B_r}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14,17 \text{ MPa}$.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$f_e/\gamma_s = 400/1.15=348 \text{ MPa}$

γ_b : 1,5.

γ_s : 1,15.

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux et qui prend les valeurs suivantes:

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe sur un élancement mécanique par exemple $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\beta = 1.2$

D'après RPA99/ version 2003 :

$$A/B_r = 0,90\% \quad (\text{zone III})$$

$$B_r(\text{m}^2) \geq 0.00652 \text{ Nu}(t)$$

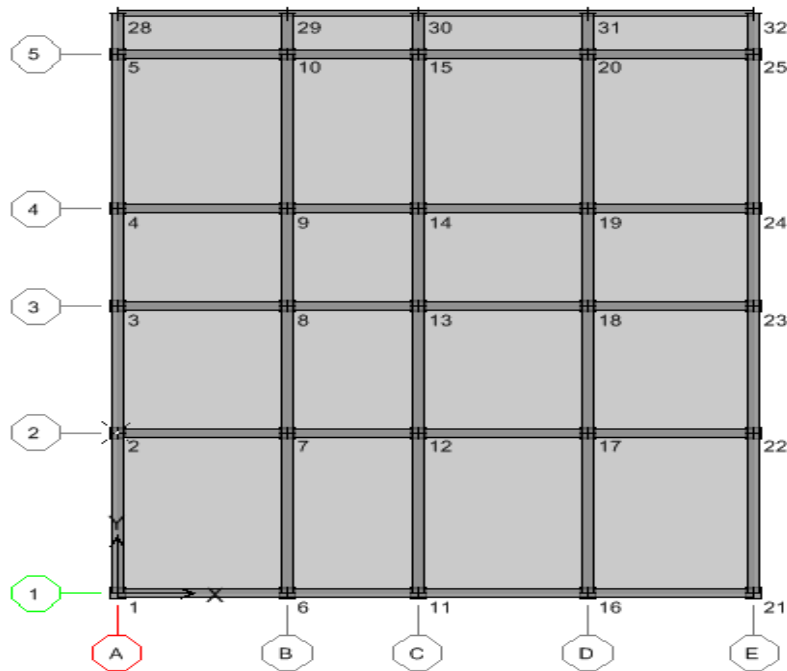


Fig. II.10 Vue en plan portant numérotations des poteaux

a. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Poteaux d'angle	Surfaces (m ²)	Poteaux de rive	Surfaces (m ²)	Poteaux centraux	Surfaces (m ²)
1	6.09	2	10.88	7	19.25
5	8.91	3	8.48	8	15.02
21	5.95	4	9.57	9	16.94
25	8.71	6	10.78	12	19.25
		10	15.78	13	15.02
		11	10.78	14	16.94
		15	15.78	17	21.5
		16	12.04	18	16.77
		20	17.63	19	18.92
		22	10.63		
		23	8.29		
		24	9.35		

Tab. II.1 Surface offerte aux poteaux de rive, d'angle et centraux.

b. Majoration des surfaces:

Les poteaux ayant des surfaces offertes différentes, on prendra la valeur la plus importante correspondante à chaque niveau.

Les poteaux centraux: $S_1 = 21.5 \times 1,1 = 23.65 \text{ m}^2$.

Les poteaux de rive: $S_2 = 17.63 \times 1 = 17.63 \text{ m}^2$.

Les poteaux d'angle: $S_3 = 8.91 \times 1 = 8.91 \text{ m}^2$.

c. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

- **Poteaux centraux :**

- **Terrasse :**

Plancher	$0,649 \times 23.65 = 15.35 \text{ t}$
Poutre	$(5 \times 0,3 \times 0,45 + 3.95 \times 0,3 \times 0,4) \times 2,5 = 2.87 \text{ t}$
Surcharges	$0,100 \times 23.65 = 2.36 \text{ t}$
	G = 18.22 t. Q = 2.36 t.

- **Etage courant :**

Plancher	$0,479 \times 23.65 = 11.34 \text{ t}$
Poutre	$(5 \times 0,3 \times 0,45 + 3.95 \times 0,3 \times 0,4) \times 2,5 = 2.87 \text{ t}$
Surcharges	$0,150 \times 23.65 = 3.55 \text{ t}$
	G = 14.21 t. Q = 3.55 t.

- **RDC :**

Plancher	$0,479 \times 23.65 = 11.34 \text{ t}$
Poutre	$(5 \times 0,3 \times 0,45 + 3.95 \times 0,3 \times 0,4) \times 2,5 = 2.87 \text{ t}$
Surcharges	$0,150 \times 23.65 = 3.55 \text{ t}$
	G = 14.21 t. Q = 3.55 t.

- **Poteaux de rive :**

- **Terrasse :**

Plancher	$0,649 \times 17.63 = 11.44 \text{ t}$
Poutre	$(4.1 \times 0,3 \times 0,45 + 3.95 \times 0,3 \times 0,4) \times 2,5 = 2.56 \text{ t}$
Surcharges	$0,100 \times 17.63 = 1.76 \text{ t}$
Acrotère	$0,172 \times 0,6 \times 4.3 = 0,44 \text{ t}$
	G = 14.44 t. Q = 1,76 t.

- **Etage courant :**

Plancher	$0,479 \times 17.63 = 11.44 \text{ t}$
Poutre	$(4.1 \times 0,3 \times 0,45 + 3.95 \times 0,3 \times 0,4) \times 2,5 = 2.56 \text{ t}$
Surcharges (plancher)	$0,150 \times 11.61 = 1.74 \text{ t}$
Cloisons extérieurs	$0,12 \times 4.3 \times 3,06 = 1.58 \text{ t}$
Surcharges (balcon)	$0,350 \times 6.02 = 2.10 \text{ t}$
	G = 15.58 t Q = 3.84 t

- RDC :

Plancher	0,479 x 17.63	= 11.44 t
Poutre	(4.1 x 0,3 x 0,45 + 3,95 x 0,3 x 0,4) x 2,5	= 2.56 t
Surcharges (plancher)	0,150 x 11.61	= 1.74 t
Cloisons extérieures	0,12 x 4.3 x 3,06	= 1.58 t
Surcharges (balcon)	0,350 x 6.02	= 2.10 t

G = 15.58 t**Q = 3.84 t****• Poteaux d'angle:****- terrasse :**

Plancher	0,649 x 8.91	= 5.78 t
Poutre	(4.1 x 0,3 x 0,45 + 2 x 0,3 x 0,4) x 2,5	= 1,98 t
Surcharges	0,100 x 8.91	= 0,74 t
Acrotère	0,172 x 2.175 x 0,6	= 0,22 t

G = 7.98 t.**Q = 0,74 t.****- étage courant :**

Plancher	0,479 x 8.91	= 3.54 t
Poutre	(4.1 x 0,3 x 0,45 + 2 x 0,3 x 0,4) x 2,5	= 1.98 t
Surcharges (plancher)	0,150 x 6.11	= 0.91 t
Surcharges (balcon)	0,350 x 2.8	= 0.95 t
Cloisons extérieures	0,12 x 2 x 3,06	= 0.73 t

G = 6.25 t**Q = 1.86 t****- RDC :**

Plancher	0,479 x 8.91	= 3.54 t
Poutre	(4.1 x 0,3 x 0,45 + 2 x 0,3 x 0,4) x 2,5	= 1,98 t
Surcharges (plancher)	0,150 x 6.11	= 0.91 t
Surcharges (balcon)	0,350 x 2.8	= 0.95 t
Cloisons extérieures	0,12 x 2 x 3,06	= 0.73 t

G = 6.25 t**Q = 1.86 t**

d. Estimation des sections droites :**1. Poteaux centraux :**

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _u (t)	B _r (m ²)	B (cm ²)
12	18.22	18.22	0.100	0.100	24.74	0.16	40x40
11	14.21	32.43	0.250	0.35	44.30	0.28	50x50
10	14.21	46.64	0.385	0.735	64.06	0.41	60x60
9	14.21	60.85	0.505	1.24	84	0.54	70x70
8	14.21	75.06	0.610	1.85	104.10	0.67	80x80
7	14.21	89.27	0.700	2.55	124.33	0.81	90x90
6	14.21	103.48	0.775	3.325	144.68	0.94	90x90
5	14.21	117.69	0.845	4.17	165.13	1.07	100x100
4	14.21	131.9	0.916	5.086	185.69	1.21	110x110
3	14.21	146.11	1.004	6.09	206.38	1.34	115x115
2	14.21	160.32	1.075	7.165	227.17	1.48	120x120
1	14.21	174.53	1.156	8.321	248.09	1.61	125x125
RDC	14.21	188.74	1.234	9.555	269.13	1.75	130x130

Tab. II.2 les sections des poteaux centraux

2. Poteaux de rive:

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _u (t)	B _r (m ²)	B (cm ²)
12	14.44	14.44	0.100	0.100	19.64	0.12	40x40
11	15.58	30.02	0.250	0.35	41.05	0.26	40x40
10	15.58	45.6	0.385	0.735	62.66	0.40	40x40
9	15.58	61.18	0.505	1.24	84.45	0.55	40x40
8	15.58	76.76	0.610	1.85	106.40	0.69	45x45
7	15.58	92.34	0.700	2.55	128.48	0.83	45x45
6	15.58	107.92	0.775	3.325	150.67	0.98	45x45
5	15.58	123.5	0.845	4.17	172.98	1.12	50x50
4	15.58	139.08	0.916	5.086	195.38	1.27	50x50
3	15.58	154.66	1.004	6.09	217.92	1.42	50x50
2	15.58	170.24	1.075	7.165	240.57	1.56	60x60
1	15.58	185.82	1.156	8.321	263.33	1.71	60x60
RDC	15.58	201.4	1.234	9.555	286.22	1.86	60x60

Tab. II.3 les sections des poteaux de rives

3. Poteaux d'angle :

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _u (t)	B _r (m ²)	B (cm ²)
12	7.98	7.98	0.100	0.100	10.92	0.07	20x20
11	6.25	14.23	0.250	0.35	19.73	0.12	30x30
10	6.25	20.48	0.385	0.735	28.75	0.18	40x40
9	6.25	26.73	0.505	1.24	37.94	0.24	50x50
8	6.25	32.98	0.610	1.85	47.29	0.30	50x50
7	6.25	39.23	0.700	2.55	56.78	0.37	60x60
6	6.25	45.48	0.775	3.325	66.38	0.43	60x60
5	6.25	51.73	0.845	4.17	76.09	0.49	70x70
4	6.25	57.98	0.916	5.086	85.90	0.56	70x70
3	6.25	64.23	1.004	6.09	95.84	0.62	80x80
2	6.25	70.48	1.075	7.165	105.89	0.69	80x80
1	6.25	76.73	1.156	8.321	116.06	0.75	80x80
RDC	6.25	82.98	1.234	9.555	126.35	0.82	90x90

Tab. II.4 les sections des poteaux d'angle

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article 7.4.1 du RPA99/version 2003.

Les conditions sont suivantes :

Min (b, h) ≥ 30 ok

Min (b, h) ≥ h_e / 20 ok

1/4 < b / h < 4 ok

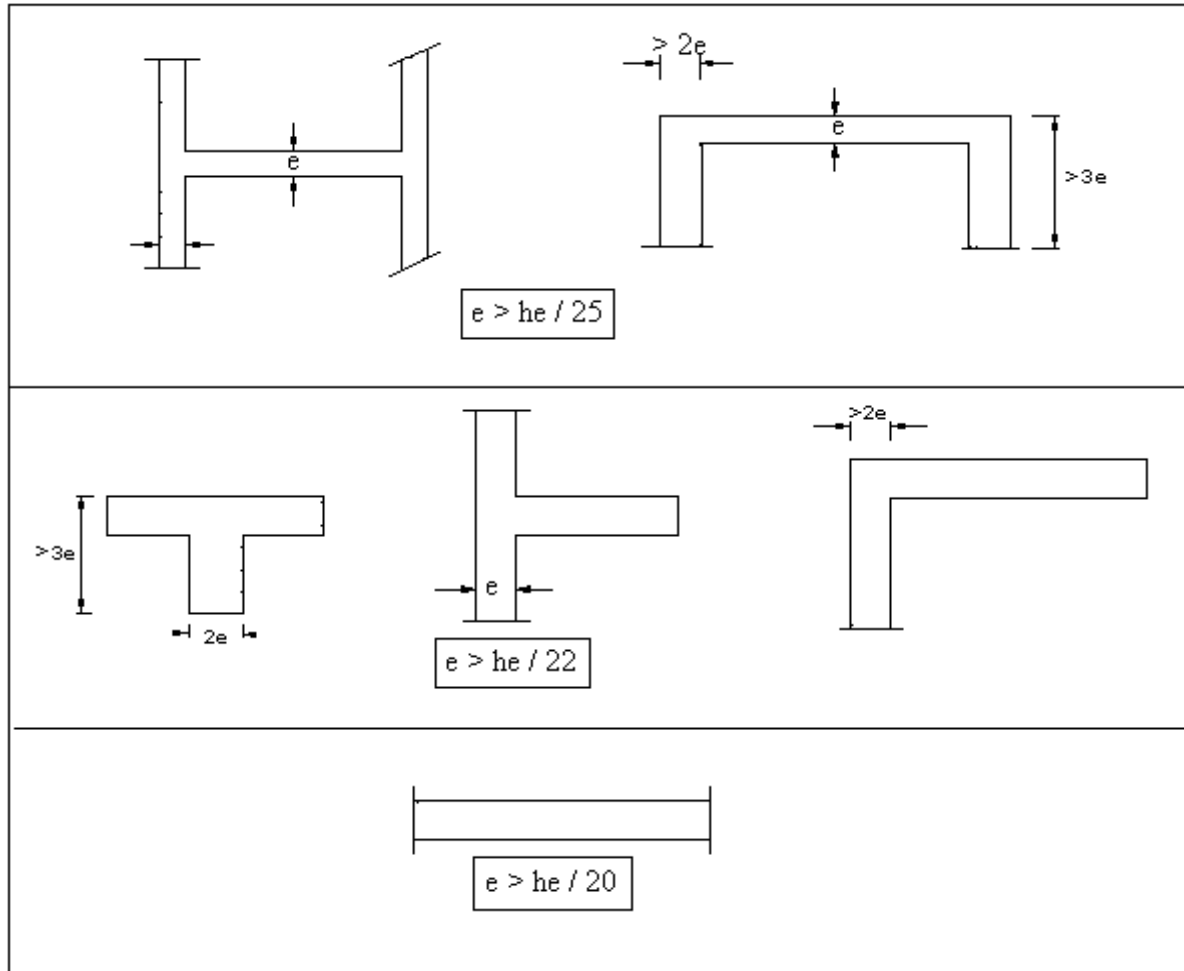
b, h, h_e sont les dimensions du poteau

Dans notre cas toutes ces conditions sont vérifiées.

II.2.2.8. Pré dimensionnement des voiles:

On peut considérer deux types de voiles :

- Voile simple rectangulaire ;
- Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.



Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003, seuls les éléments structuraux ayant un rapport $L/e \geq 4$ sont considérés comme des voiles, avec une épaisseur minimale exigée par le même article de 15 cm.

L : portée du voile
e : son épaisseur

La détermination de l'épaisseur doit tenir en compte des conditions de rigidité aux extrémités ainsi de la hauteur libre d'étage h_e .

RDC: $h_e = 4,30$ m

Donc: $e \geq h_e / 20 \Rightarrow e \geq 4,30/20 = 0,21$ m

On prend : une épaisseur de **25 cm**.

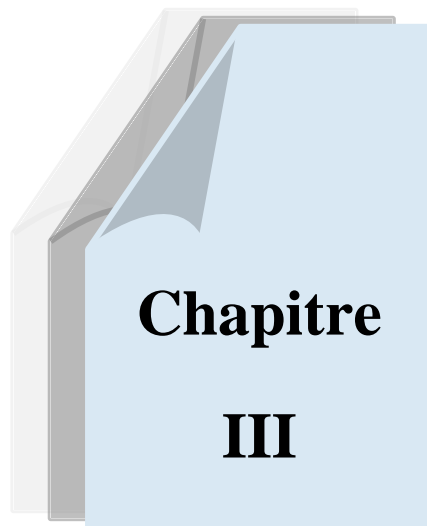
\Rightarrow La longueur minimale des voiles : $L_{\min} = 4 \times 25 = 100$ cm

EC: $h_e = 2,71$ m

Donc: $e \geq h_e / 20 \Rightarrow e \geq 2,71/20 = 0,13$ m

On prend : une épaisseur de **15 cm**.

\Rightarrow La longueur minimale des voiles : $L_{\min} = 4 \times 15 = 60$ cm



*CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES*

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Planchers
- Dalle pleine

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

G: Poids propre = 172 kg/ml.

Q : Surcharge d'exploitation = 100 kg/ml.

III.2.2. Sollicitation :

G : crée un effort normal $N_G = 0,172$ t/ml,
et un moment $M_G = 0$ t.m

Q : crée un effort normal $N_Q = 0,1$ t/ml,
et un moment maximum $M_Q = 0,1 \times 0,6 = 0,06$ t.m/ml

ELU :

$N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 0,172 = 0,2322$ t/ml.

$M_u = 1,5.N_Q.h = 1,5 \times 0,1 \times 0,6 = 0,09$ t.m/ml.

ELS :

$N_{ser} = N_G = 0,172$ t/ml.

$M_{ser} = M_G = 0,1 \times 0,6 = 0,06$ t.m/ml.

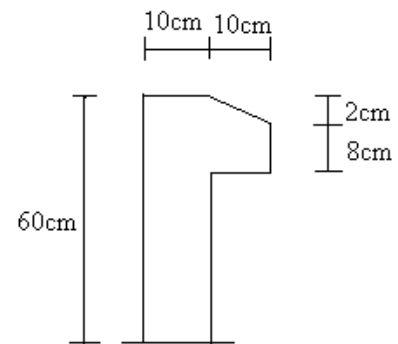


Schéma réel

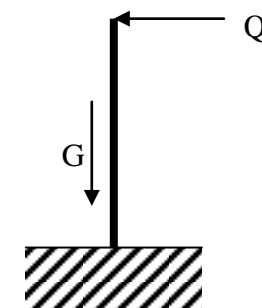


Schéma statique

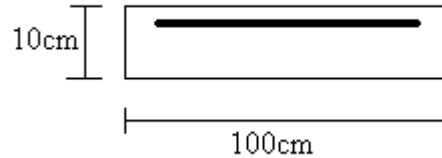
III.2.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration préjudiciable sur un mètre linéaire.

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

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



ELU :

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,09}{0,2322} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad B = b \times h$$

$$i = 0,029$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max (50, \min [67 \times e_0/h, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$\lambda = 41,38 < 100 \Rightarrow$ pas de risque de flambement

$$\alpha = 10 (1 - M_u/1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; 1/250) = \max (2 ; 60/250) = 0,02\text{m}$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$$

On a : $\frac{l_f}{h} = 12$

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} (15, \frac{20 \cdot e_1}{h}) = 82$$

On va tenir compte des effets du second ordre.

On majore N_u , M_u ; telle que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale.

La sollicitation corrigée

$$N'_u = 0,2322 \text{ t}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,097 \text{ t.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,097 + 0,2322 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,106 \text{ t.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,1 \cdot 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{0,106}{0,09^2 \times 14,17} \times 10^{-2} = 0,0092 < 0,186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$$\alpha = 0,012$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,106}{0,089 \times 348}\right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0,34 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0,34 \times 10^{-4} - \frac{0,2322 \times 10^{-2}}{348} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS :

$$N_{ser} = 0,172 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ser} = 0,06 \text{ t/ml.}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,06}{0,172} = 0,35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,06 + 0,172 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,067 \text{ t.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91 Art. A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0,067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < \bar{M}_1 = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,067 \times 10^{-2}}{0,074 \times 201,63} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,45 \times 10^{-4} - \frac{0,172 \times 10^{-2}}{201,63}$$

$$A_{ser} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

► **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} > \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **4HA8** ($A_s = A_s' = 2,01 \text{ cm}^2$)

Espacement : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

Soit : $St = 25 \text{ cm}$

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère, donc le ferrailage sera identique pour la zone comprimée.

► **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA6 ($A_s = 0,85\text{cm}^2$).

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

► **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 0,15 \text{ t / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,15}{1 \times 0,09} \times 10^{-2} = 0,017\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

III.3. Etude de l'escalier :

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

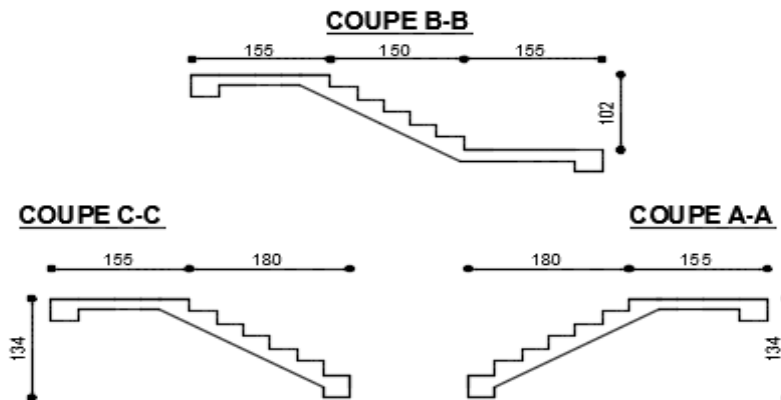


Fig.III.1. Vue en élévation

• **Estimation des charges :**

• **Volée**

$$G = 6.49 \text{ KN/m}^2 = 0.649 \text{ t/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 0.25 \text{ t/ml}$$

✓ **palier**

$$G = 4.17 \text{ KN/m}^2 = 0.417 \text{ t/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 0.25 \text{ t/ml}$$

- **Combinaisons d'actions :** (pour une bande de 1m)

✓ **Volée**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.649 + 1.5 \times 0.25$$

$$q_u = 1.25 \text{ t/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 0.649 + 0.25$$

$$q_{\text{ser}} = 0.89 \text{ t/ml}$$

✓ **palier**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.417 + 1.5 \times 0.25$$

$$q_u = 0.93 \text{ t/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 0.417 + 0.25$$

$$q_{\text{ser}} = 0.66 \text{ t/ml}$$

Pour :

- Une épaisseur $e = 0.12 \text{ m}$
- Une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$
- Hauteur utile $d = 0.9 \times e = 0.108 \text{ m}$

III.3.1 : Escalier coupe A-A et coupe C-C

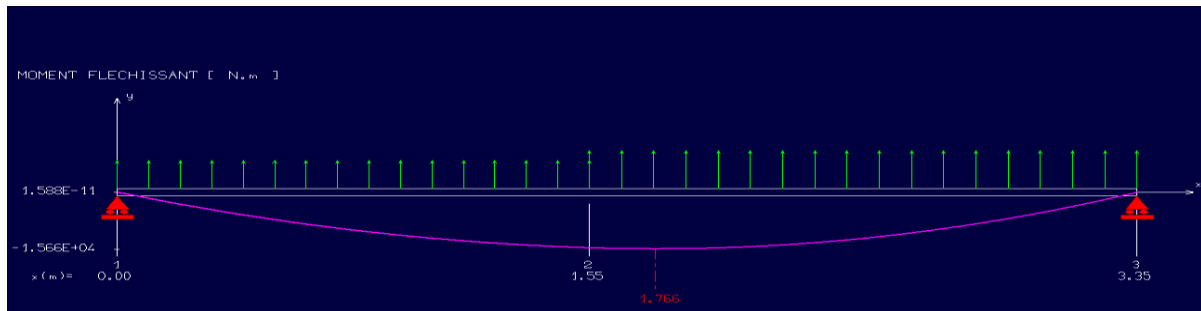
- **Calcul des sollicitations :** en utilisant logiciel RDM 6 pour déterminer les déformés efforts (M,V) car le chargement est déformé.

✓ **E.L.U :**

Les des sollicitations seront faites par logiciel RDM 6

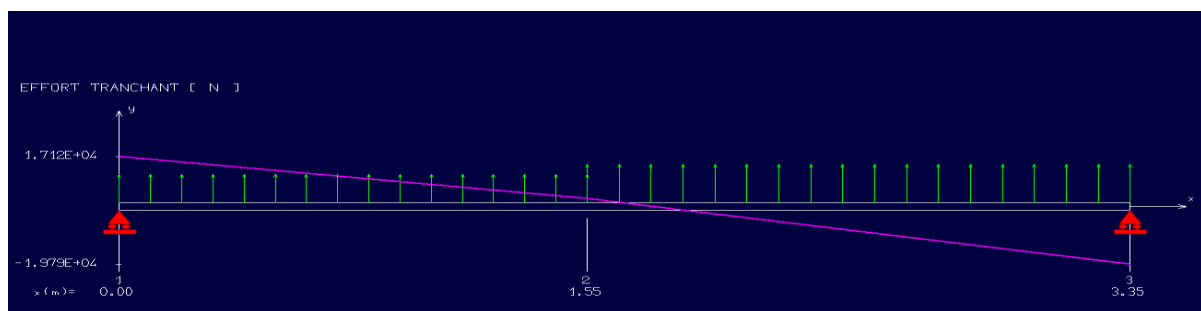
1- Moment fléchissant maximum:

$$M_u = 1.56 \text{ t.m}$$



2- Effort tranchant maximum :

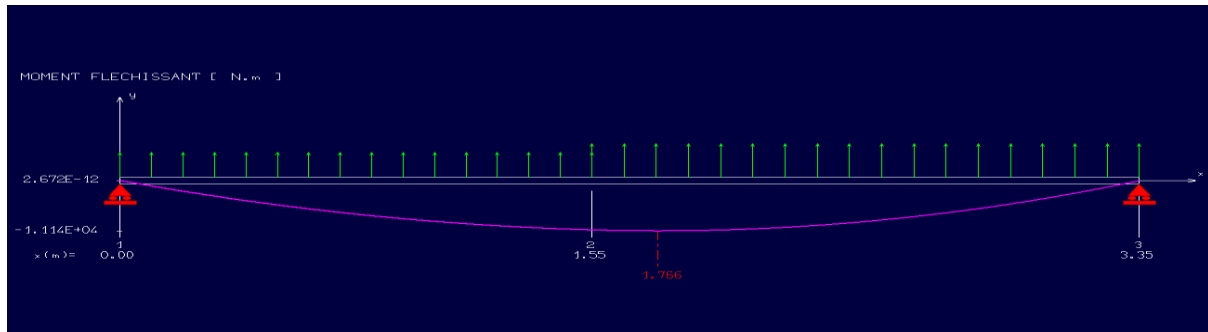
$$V_u = 1.98 \text{ t.m}$$



✓ **E.L.S :**

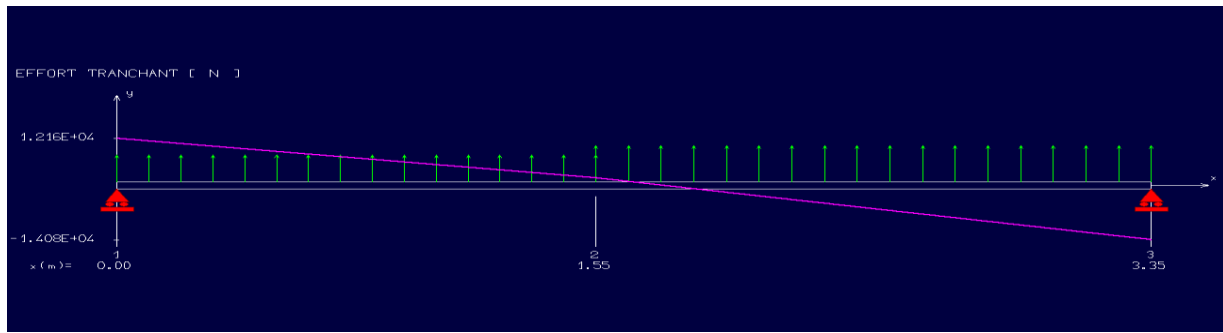
1- Moment fléchissant maximum:

$$M_s = 1.11 \text{ t.m}$$



2- Effort tranchant maximum :

$$V_s = 1.41 \text{ t.m}$$



III.3.1.1 Ferrailage Escalier coupe A-A et coupe C-C:

► **Ferrailage longitudinal :**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferrailage se fait en fissuration peu nuisible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.094$$

$0.094 < 0.186 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.12$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.103$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 4.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **5HA12** ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

► **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min (3e, 33 \text{ cm}) \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

► **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA10** ($A_r = 3.93\text{cm}^2/\text{ml}$) ; soit : **S_t = 20cm**

► **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 b d (f_{t28}/f_c) = 0.23 \times 1 \times 0.108 \times (2.1/400) = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{s \text{ min}}$ donc la condition est vérifié

► **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1.89 \times 10^{-2}}{1 \times 0.108} = 0.183 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

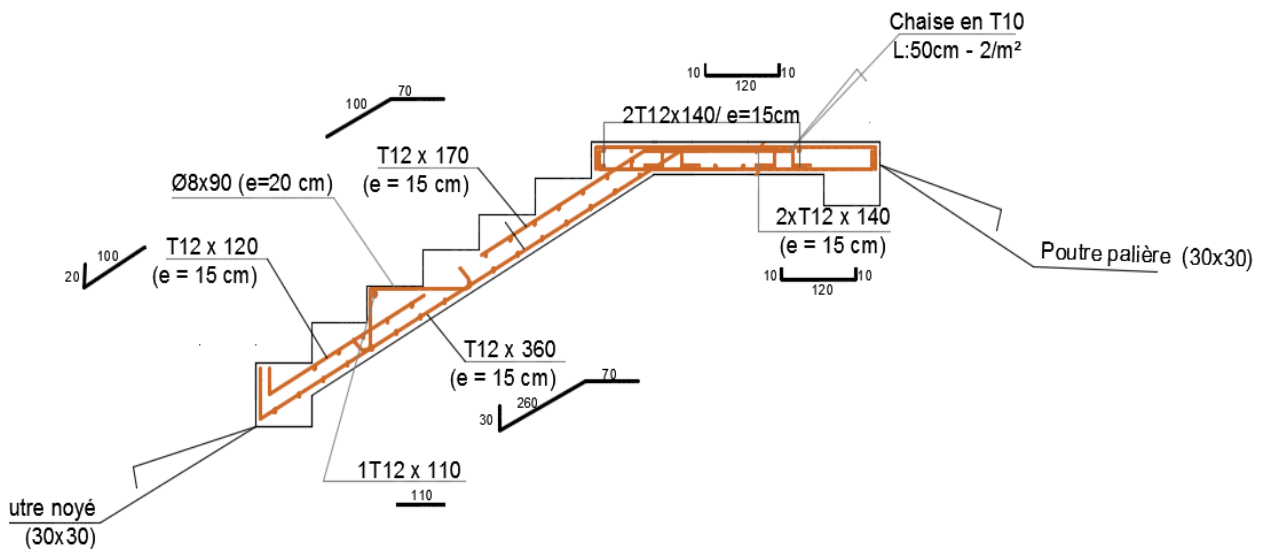


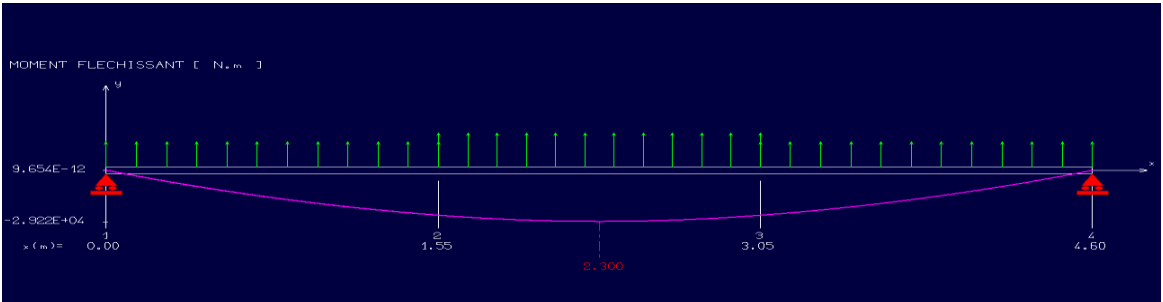
Fig.III.2 Ferrailage de l'escalier coupe A-A et C-C

III.3.2 : Escalier coupe B-B

- **Calcul des sollicitations :** en utilisant logiciel RDM 6 pour déterminer les différents efforts (M, V) car le chargement est déférent et pour e =15cm

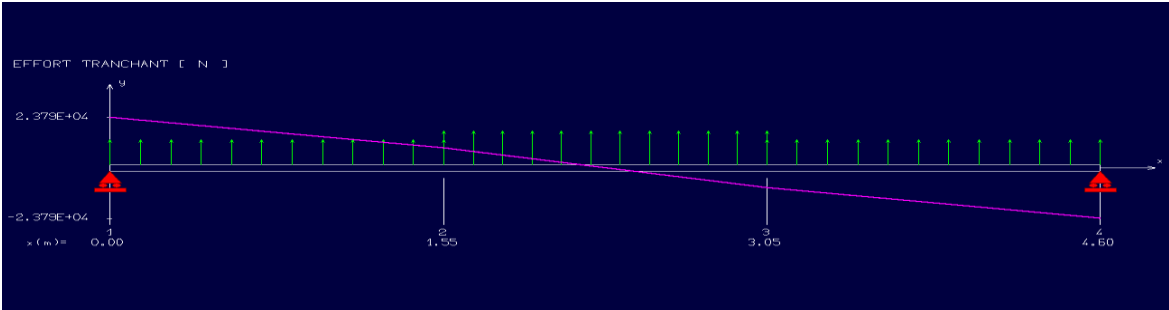
✓ **E.L.U :**

1- Moment fléchissant maximum :
 $M_u = 2.92 \text{ t.m}$



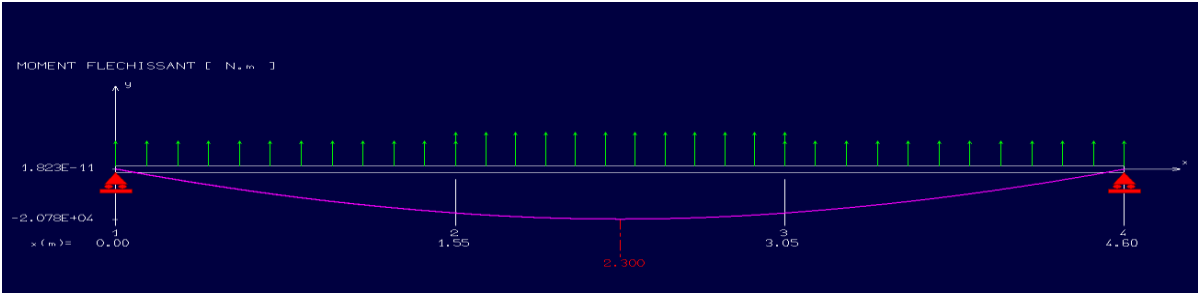
2- Effort tranchant maximum :

$V_u = 2.37 \text{ t.m}$



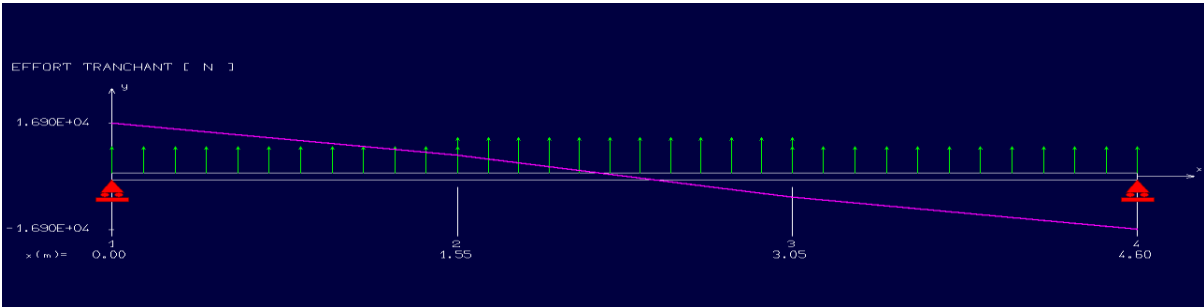
✓ **E.L.S :**

1- Moment fléchissant maximum :
 $M_s = 2.08 \text{ t.m}$



2- Effort tranchant maximum :

$V_s = 1.69 \text{ t.m}$



III.3.2.1 Ferrailage Escalier coupe B-B:

► Ferrailage longitudinal :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferrailage se fait en fissuration peu nuisible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.113$$

$0.113 < 0.186 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0.8 = 0.15$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.126$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 6.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA12** ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

► Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

► Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **5HA10** ($A_r = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$) ; soit : **S_t = 20cm**

► Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d (f_{t28}/f_e) = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times (2.1/400) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{s \text{ min}}$ donc la condition est vérifiée

► Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{2.37 \times 10^{-2}}{1 \times 0.135} = 0.175 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

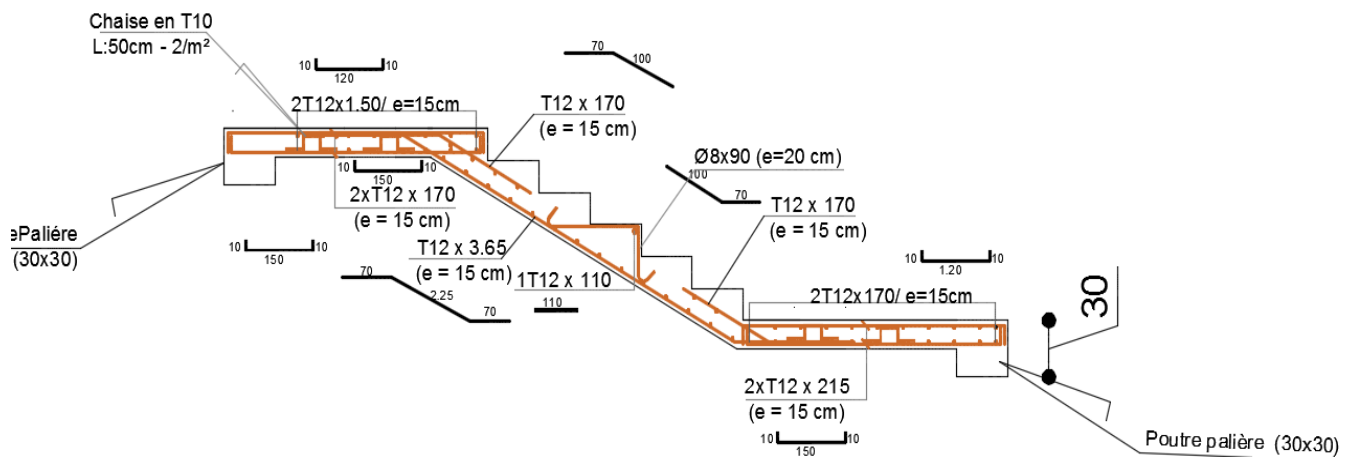


Fig.III.3 Ferrailage de l'escalier coupe B-B

III.4. Etude des planchers :

III.4.1. Introduction :

Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantages :

- une bonne isolation phonique et thermique.
- plus léger que la dalle pleine.

III.4.2. Calcul des poutrelles :

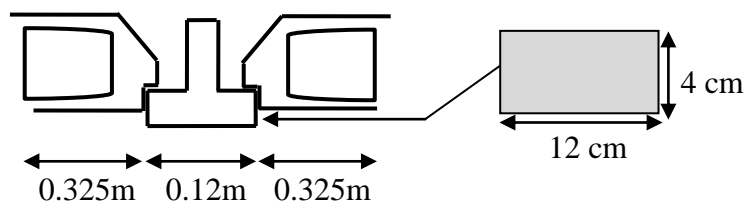
Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

- 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

❖ 1^{ère} étape :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due au personnel sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).



Combinaisons :

A l'E.L.U : $Q_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'E.L.S : $Q_{ser} = G + Q$

Etude des poutrelles :

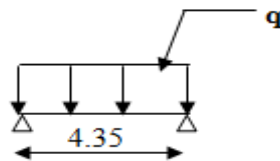
Niveau	G (kg/m ²)	P (Kg/m ²)	Combinaisons fondamentales		Bonde	Q	
			E.L.U	E.L.S		E.L.U	E.L.S
Terrasse	649	100	1026.15	749	0.60	615.69	449.4
Etage courant	479	150	871.65	629	0.60	522.99	377.4

Remarque : On prend le cas le plus défavorable entre la terrasse et l'étage courant.

$Q_u = 615.69 \text{ kg/ml}$

$Q_s = 449.4 \text{ kg/ml}$

1- Type I



Le moment maximum isostatique, est donné par :

$M_{max} = PL^2/8$ (dans notre cas $L_{max} = 4.35m$)

D'ou: à l'E.L.U: $M_u = Q_u L^2/8$

$M_u = 1.454 \text{ t/ml.}$

à l'E.L.S : $M_{ser} = Q_{ser} L^2/8$

$M_{ser} = 1.062 \text{ t/ml.}$

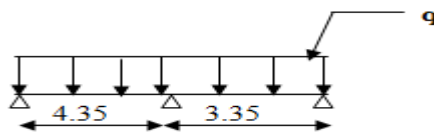
L'effort tranchant maximum est donné par :

$T_{smax} = Q_{ser} \cdot L/2 = 0.976 \text{ t.}$

$T_{umax} = Q_u \cdot L/2 = 1.337 \text{ t.}$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est jugée peu nuisible.

2-Type II

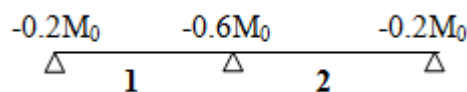


2-1)Etat limite ultime :

$Q_u = 615.69 \text{ kg/ml}$

1-1)moments fléchissants en appuis :

- Les valeurs des moments sur les appuis sont données comme suit :



$M_0^u = Q_u \cdot L^2 / 8 = 615.69 \cdot (4.35)^2 / 8 = 1456.29 \text{ daN}\cdot\text{m}$

1-2)moments fléchissants en travées :

- **travée 1 et 2 :**

Calcul α :

$$\alpha = P / G + P = 100 / (649 + 100) = 0.133$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + (M_g + M_d) / 2 \geq \max. ((1 + 0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0) \\ M_t \geq (1.2 + 0.3 * \alpha) * M_0 / 2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + ((0.6 + 0.2) / 2) * M_0 \geq \max. (1 + (0.3 * 0.133)) * M_0 ; 1.05 * M_0) \\ M_t \geq (1.2 + (0.3 * 0.133)) * M_0 / 2 \end{array} \right.$$

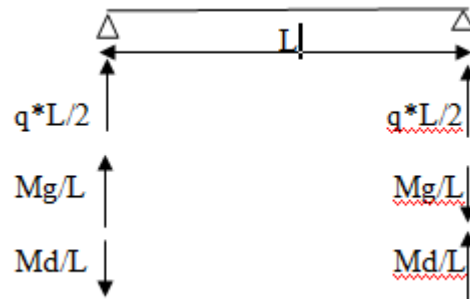
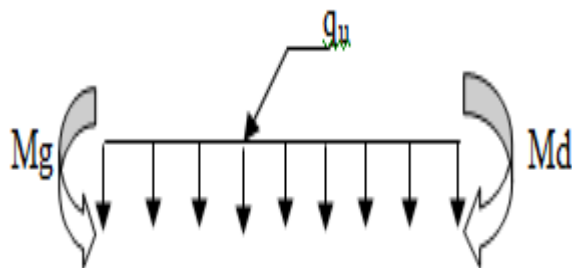
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0.65 M_0 \\ M_t \geq 0.61 M_0 \end{array} \right.$$

Donc ; on prendra : $M_t(1 \text{ et } 2) = 0.65 * M_0 = 0.65 * 1456.29 = 946.58 \text{ daN} * \text{m}$

1-3)calcul de l'effort tranchant T :

$$T_g = q * L / 2 + (M_g - M_d) / L$$

$$T_d = q * L / 2 + (M_d - M_g) / L$$



Travée 1 :

$$T_g = 615.69 * 4.35 / 2 + (-567.94) / 4 = 1197.14 \text{ daN}$$

$$T_d = 615.69 * 4.35 / 2 + (-189.31) / 4 = 1291.79 \text{ daN}$$

Travée 2

$$T_g = 615.69 * 4.35 / 2 + (-567.94) / 4 = 1197.14 \text{ daN}$$

$$T_d = 615.69 * 4.35 / 2 + (-189.31) / 4 = 1291.79 \text{ daN}$$

2-2)Etat limite de service :

$$Q_s = 449.4 \text{ daN/ml}$$

2-a)moments fléchissants en travées :

$$M_0^s = Q_s * L^2 / 8 = 449.4 * (4.35)^2 / 8 = 1062.97 \text{ daN} * \text{m}$$

$$M_t^s = 0.65 M_0^s = 0.65 * 1062.97 = 690.93 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

-Les mêmes calculs se feront pour les différents types de poutrelles.

Tableaux récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Type 2 :

Travée		1		2	
Appuis		A _G	B _D	B _G	C _D
Ma(daN*m)	E.L.U	-298.97	-896.00	-896.00	-177.13
	E.L.S	-219.08	-654.25	-654.25	-129.34
Mt(daN*m)	E.L.U	925.16		548.69	
	E.L.S	675.53		400.64	
T(daN)	E.L.U	1373.19	-1579.16	1216.14	-1057.51
	E.L.S	1002.68	-1153.08	888.00	-772.18

Type 3:

Travée		1		2		3	
Appuis		A _G	B _D	B _G	C _D	C _G	D _D
Ma(daN*m)	E.L.U	-298.67	-746.67	-746.67	-746.67	-746.67	-298.67
	E.L.S	-218.08	-545.20	-545.20	-545.20	-545.20	-218.08
Mt(daN*m)	E.L.U	1045.34		460.12		1045.34	
	E.L.S	675.53		335.97		675.53	
T(daN)	E.L.U	-1373.13	-1510.50	1163.26	-1163.26	1510.50	-1373.19
	E.L.S	1002.68	-1102.94	849.39	-849.39	1102.94	-1002.68

Type 4:

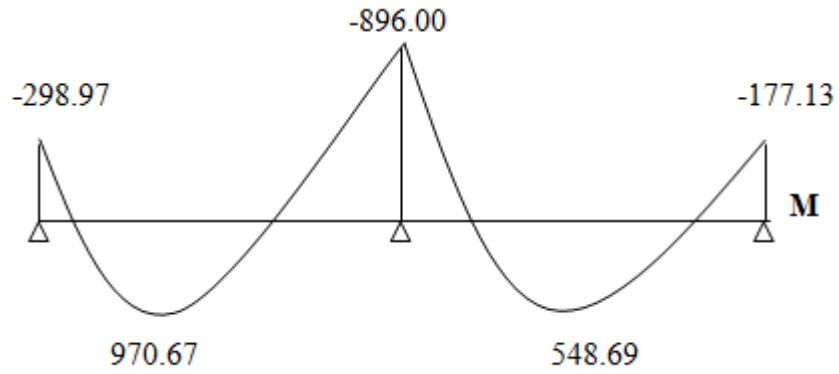
Travée		1		2		3		4	
Appuis		A _G	B _D	B _G	C _D	C _G	D _D	D _G	E _D
Ma(daN*m)	E.L.U	-298.67	-746.67	-746.67	-597.34	-597.34	-746.67	-746.67	-285.09
	E.L.S	-218.08	-545.20	-545.20	-436.16	-436.16	-545.20	-545.20	-208.17
Mt(daN*m)	E.L.U	925.16		460.12		775.82		883.11	
	E.L.S	675.53		335.97		566.49		644.83	
T(daN)	E.L.U	1002.68	-1102.94	849.39	-772.18	1002.68	-1102.94	1077.59	-979.63
	E.L.S	1373.19	-1510.50	1163.26	1057.51	1373.19	1510.50	1475.78	-1341.62

a-3) diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

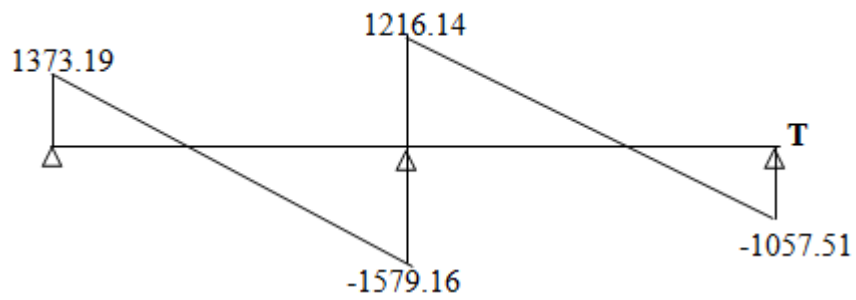
Type 1 : (2 travée)

E.L.U :

Moment fléchissant

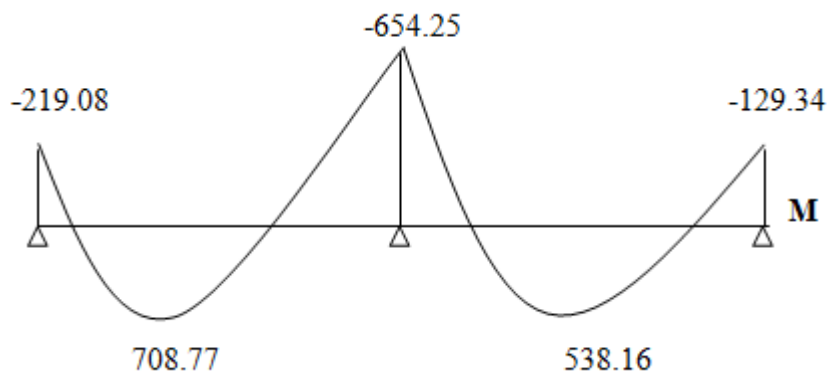


Effort tranchant

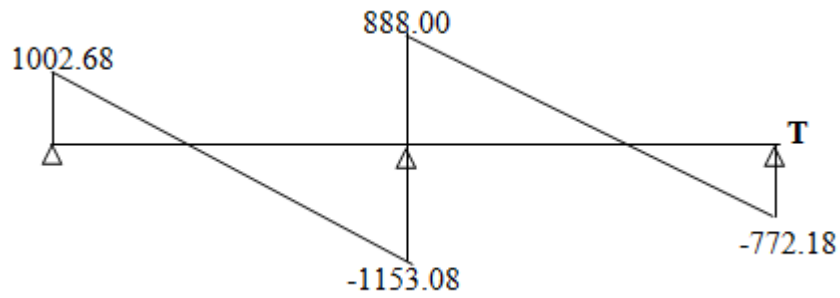


E.L.S :

Moment fléchissant



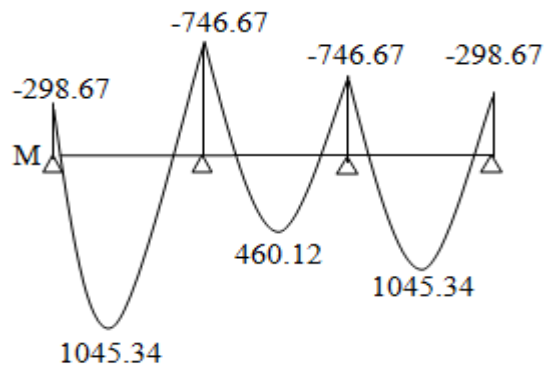
Effort tranchant



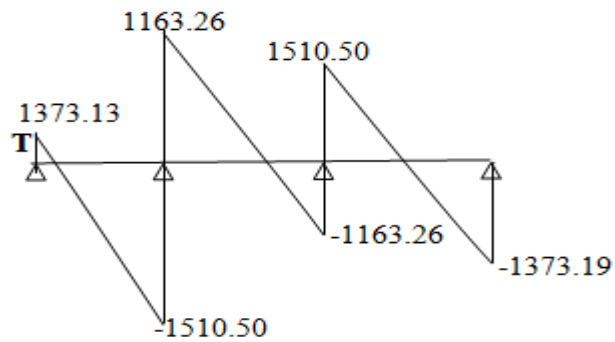
Type 2 (3 travée)

E.L.U

Moment fléchissant

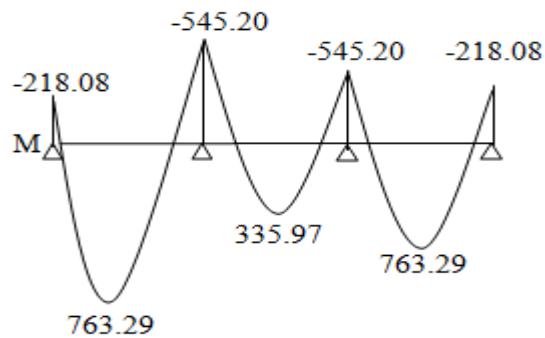


Effort tranchant

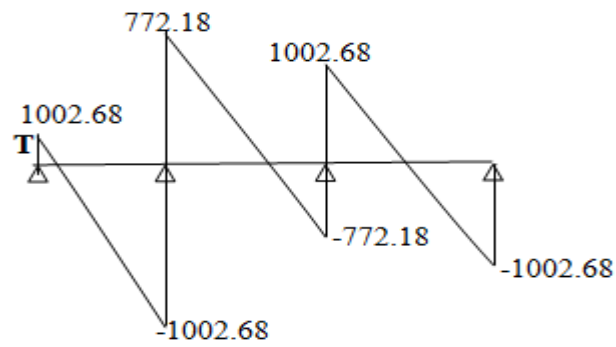


E.L.S

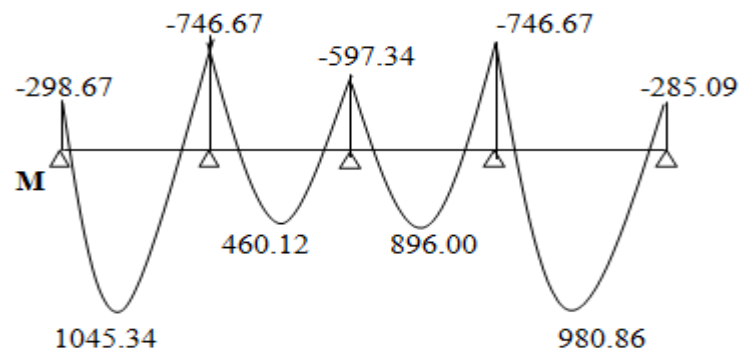
Moment fléchissant



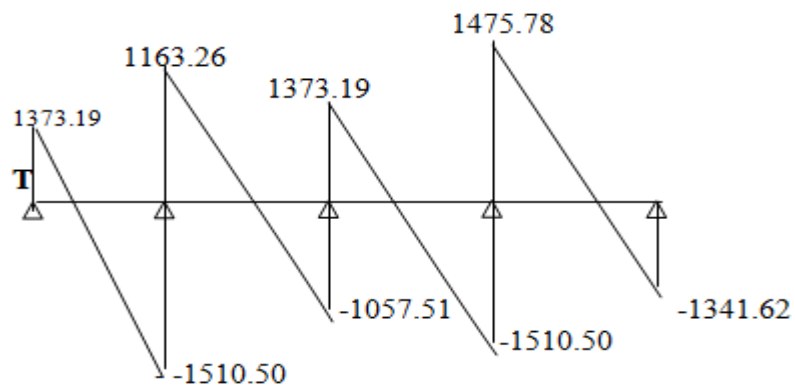
Effort tranchant



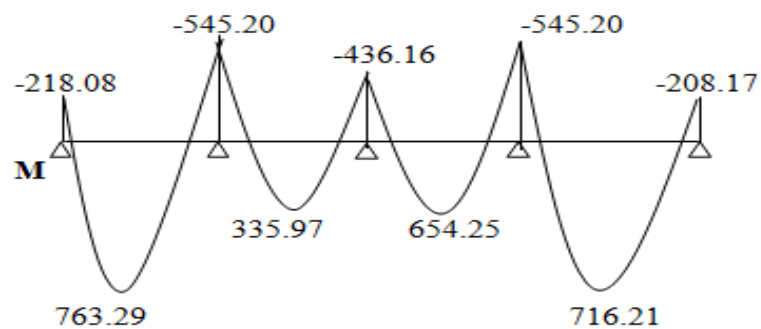
Type 3:(4 travée)
E.L.U
Moment fléchissant



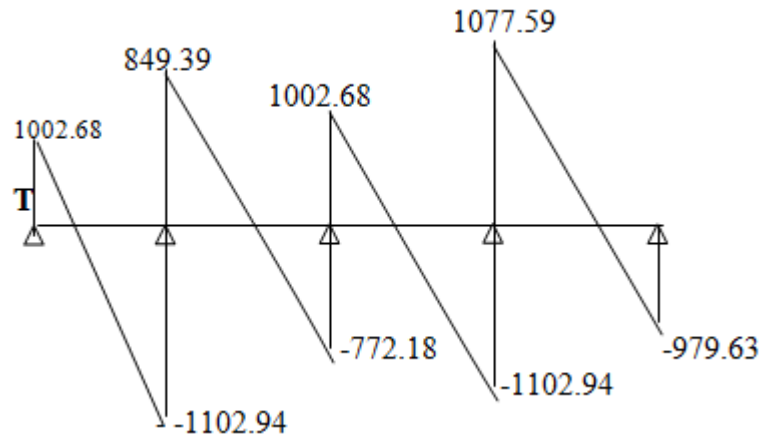
Effort tranchant



E.L.S
Moment fléchissant



Effort tranchant



Remarque :

Pour le ferrailage des poutrelles on choisira le cas le plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximums.

E.L.U :

$$Ma_{max} = -896.00 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$Mt_{max} = 925.16 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$T_{max} = 1510.50 \text{ daN}$$

E.L.S :

$$Ma_{max} = -654.25 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$Mt_{max} = 675.53 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

III.4.3. Ferrailage des poutrelles :

► **Ferrailage longitudinal:**

- **En travée :**

ELU :

Le moment est donné par l'expression suivante (dimensionnement à l'ELUR d'une section en T en flexion simple) :

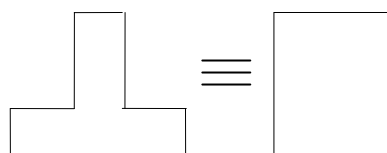
$$M_{tmax} = 9.25 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$= 0.60 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \times (0.18 - 0.04/2)$$

$$= 54.41 \text{ KN}\cdot\text{m} > 9.25 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Seule une partie ou la totalité de la table est comprimée et la section en T est à calculer comme une section rectangulaire de largeur b (0.12m) et de hauteur h (0.20m).



$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.25 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.167 < \mu_c = 0.293 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.167}}{0.8} = 0.229$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.229) = 0.163 \text{ m}$$

$$\text{De même ; } \mu < 0.186 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{9.25 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10** ($A_s = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

ELS :

$$M_{tmax} = 6.75 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

-section en T sans armatures comprimées :

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

$$= \frac{60 \times 0.4^2}{2} - 15 \times 2.36 \cdot (18 - 0.4)$$

$H = -618.24 < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la nervure et le calcul de contrainte est comme suit :

$$D = \frac{(b - b_0) \cdot h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 0.4 + 15 \times 2.36}{12} = 4.55 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0) \cdot h_0^2 + 30Ad}{b_0} = \frac{19.2^2 + 30 \times 2.36 \times 18}{12} = 136.92 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3 - (b - b_0)(Y_1 - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 8^3 - (60 - 12)(8 - 0.4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 8)^2$$

$$I = 13189.15 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{11590.31}{21886.3} = 0.051$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.051 \times 8 = 0.408 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ_s .

$$-\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

⇒ les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

• **Sur appui :**

ELU :

$$M_{a_{\max}} = 8.86 \text{ KN.m}$$

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

$$= 0.12 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \times (0.18 - 0.04/2)$$

$$= 10.88 \text{ KN.m} > 8.86 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (bxh)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.86 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.160 < \mu_c = 0.293 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.160}}{0.8} = 0.219$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.164 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{8.86 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10** ($A_s = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

ELS :

On a :

- Section rectangulaire
- Flexion simple
- Acier FeE 400
- $Si \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{925.16}{675.53} = 1.36 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.43 > \alpha = 0.219 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

⇒ Fissuration peu nuisible ⇒ aucune vérification pour σ_s .

⇒ Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- **en travée :** $A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < 1.01 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

- **sur appui :** $A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < 1.26 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91 : le Diamètre Φ_t des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée

par l'inégalité suivante : $\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right)$

Φ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales

Φ_t : min (0.571; 1; 1.2) cm

On adopte $\Phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

On choisit : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ (A_t : section d'un seul cours transversal).

• Selon le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage; } \alpha = 90^\circ \\ S_{t2} \leq \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right.$$

• Selon le RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

Selon le BAEL 91	Selon le RPA 99/ver2003
$S_{t1} \leq 12.4 \text{ cm}$	$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036$
$S_{t2} \leq 16.2 \text{ cm}$	$S_t \leq 5 \text{ cm}$
$S_{t3} \leq 47.5 \text{ cm}$	$S_t \leq 10 \text{ cm}$

Tab.III.2 valeurs de S_t selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003

Donc on choisit: $S_t = 10 \text{ cm}$

► Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($V_{u\max} = 15.10 \text{ KN}$), donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 15.10 \text{ KN, Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{15.10 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.699 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Appuis de rive : l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u \leq \overline{V}_u$$

$$\overline{V}_u = 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

a: profondeur utile d'appui

b₀ : épaisseur de l'âme de la poutrelle.

V_u : effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 15.10 \text{ KN}$$

La profondeur de l'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{3.75 \times V_u}{b_0 f_{c28}} \leq a \leq 0.9 d \quad (1.88 \text{ cm} \leq a \leq 16.2 \text{ cm})$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

a = la - 2 cm tel que : la = ls - Type de crochet

la: Longueur d'ancrage.

ls: Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : la = ls - 24.69Φ tel que : ls = 35Φ (f_{c28} = 25 MPa ; FeE400)

$$la = 10.31\Phi = 10.31 \times 1.0 = 10.31 \text{ cm}$$

Alors : a = 8.31 cm

$$\overline{V}_u = 0.267 \times 0.0831 \times 0.12 \times 25 = 6.65 \text{ MN}$$

$V_u < \overline{V}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^1 = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0}$$

h₀: hauteur de plan de cisaillement. Tel que: $b_1 = \frac{b - b_0}{2}$

$$\tau_u^1 = \frac{15.10 \times 10^{-3} \times (0.60 - 0.12)/2}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 0.932 \text{ MPa}$$

$\tau_u^1 < \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

► **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{M_{t_{ser\ max}} \times L^2}{10EI} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec:

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n A_s (d-y)^2 + n A_s' (y-c)^2, \text{ avec } n = 15$$

Après calcul : $y = 1.80\text{cm} < h_0 = 4\text{ cm}$ (axe neutre dans la table)

Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale

$$I = (0.60 \times 0.0180) / 3 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0180)^2$$

$$I = 3.69 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$M_{t_{ser\ max}} = 675.53\text{KN.m}$$

Calcul de la flèche

$$f = \frac{675.53 \times 10^{-3} \times 4.35^2}{10 \times 32164.20 \times 3.69 \times 10^{-3}} = 0.010\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.35}{500} = 0.0087 \text{ m} = 0.87 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

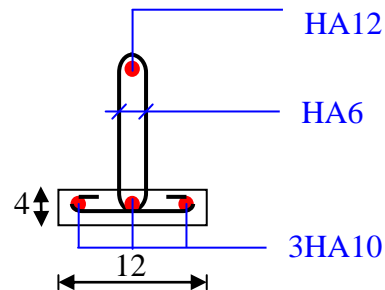


Fig.III.4 Ferrailages des poutrelles

III.4.4. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec } (L \text{ en cm}).$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60\text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

$F_e=520\text{ MPa}$ quadrillage de T.S.TIE 520.

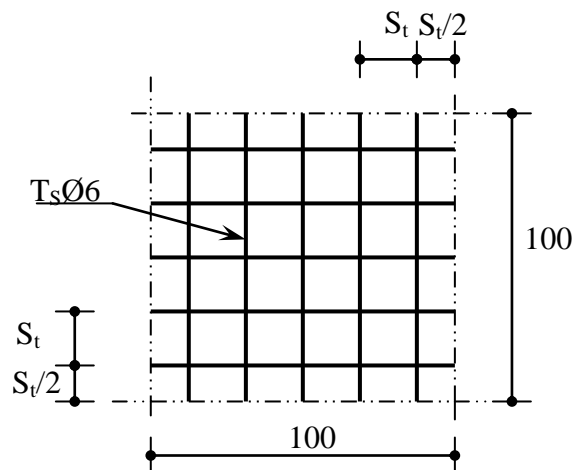


Fig.III.5 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_2 = A_1/4 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

III.5. Etude de la dalle pleine :

III.5.1. Introduction :

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a deux types de dalle:

- Dalles appuyées sur 02 appuis.
- Dalles appuyées sur 04 appuis.

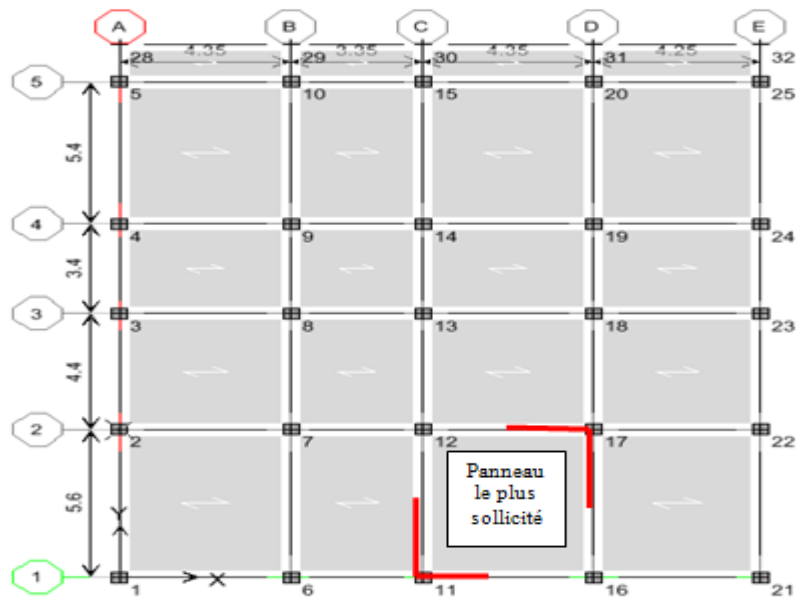


Fig. III.6 La position des dalles

III.5.2. Méthode de calcul :

On adopte la méthode de BARES qui est basée sur la résolution de l'équation de Lagrange, qui elle-même déduit de la méthode des bandes élastiques.

Hypothèse de la méthode:

- Les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques ;
- Le matériau est homogène et isotrope ;

- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan ;
- La dalle est infiniment rigide dans son plan ;
- Les sections planes restent planes après la déformation ;
- Les déplacements sont faibles.

Principe de la méthode :

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = \frac{l_x}{l_y}, \alpha \leq 1$) mesurés entre nus d'appuis

(avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 2$

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis en procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

Etape de calcul :

- Calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: Moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: Moment dans le sens de la grande portée.

- Ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL : on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0$$

Avec :

M_t : moment en travée.

M_0 : moment maximal calculé à la 1^{ère} étape.

M_e, M_w : moments absolue à gauche et à droite de l'appui

On prend :

$M_e = 0.3 M_0$: appui de rive.

$M_e = 0.5 M_0$: appui intermédiaire

$M_t = 0.85 M_0$: travée de rive.

$M_t = 0.75 M_0$: travée intermédiaire.

III.5.3. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé de la dalle

Evaluation des charges :

$$G = 617 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 10.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 7.67 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul des moments fléchissant :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

a) l'ELU : $\nu = 0$

$$\alpha = \frac{4.35}{5.6} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau de Barres :

$$\mu_x = 0.056$$

$$\mu_y = 0.595$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_{0x} = 0.056 \times 10.57 \times 4.35^2 = 11.20 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.595 \times 11.20 = 6.66 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 9.52 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axg} = 0.30 \times M_{0x} = 3.36 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axd} = 0.50 \times M_{0x} = 5.6 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.66 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayg} = 0.30 \times M_{0y} = 1.99 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayd} = 0.50 \times M_{0y} = 3.33 \text{ KN.m/ml}$$

Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

$$M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 2.38 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage :

	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
M_u (KN.m)	3.36	5.6	9.52	1.99	3.33	2.38
μ	0.012	0.019	0.033	0.0070	0.011	0.0083
α	0.015	0.023	0.041	0.008	0.013	0.010
Z (m)	0.143	0.142	0.141	0.143	0.143	0.143
A_s (cm ² /ml)	0.67	1.13	1.94	0.39	0.66	0.47
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73
choix	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14

Tab.III. 3 Ferraillage de la dalle à L'ELU

b) l'ELS : $v = 0.20$

Prendre fissuration préjudiciable

$$\alpha = 0.77 \Rightarrow \mu_x = 0.063$$

$$\mu_y = 0.710$$

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_{0x} = 0.063 \times 7.67 \times 4.35^2 = 9.14 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.710 \times 9.14 = 6.48 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 7.76 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axg} = 0.30 \times M_{0x} = 2.74 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axd} = 0.50 \times M_{0x} = 4.57 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.50 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayg} = 0.30 \times M_{0x} = 1.94 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayd} = 0.50 \times M_{0x} = 3.24 \text{ KN.m/ml}$$

Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

$$M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 1.94 \text{ KN.m/ml}$$

Ferrailage :

	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
M_{ser} (kN.m)	2.74	4.75	7.76	1.94	3.24	5.50
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63
d (m)	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144
Z (m)	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119
M_1 (KN.m)	68	68	68	68	68	68
A_s (cm ² /ml)	1.61	2.68	4.55	1.61	2.68	2.22
$A_{s \min}$ (cm ² /ml)	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73
choix	4HA10	4HA10	5HA12	4HA10	4HA10	4HA10
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	5.65	3.14	3.14	3.14

Tab.III.4 Ferrailage de la dalle à L'ELS

III.5.4. Vérification à l'effort tranchant

La dalle est réalisée sans reprise de bétonnage

$$\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = 22.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.0229}{1 \times 0.144} = 0.159 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{vérifiée}$$

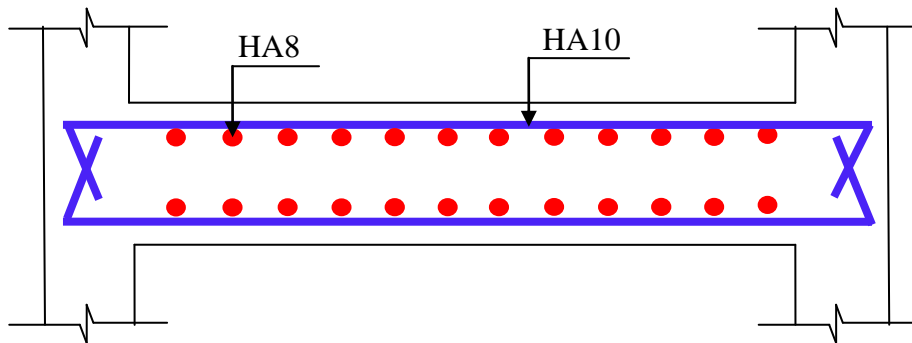
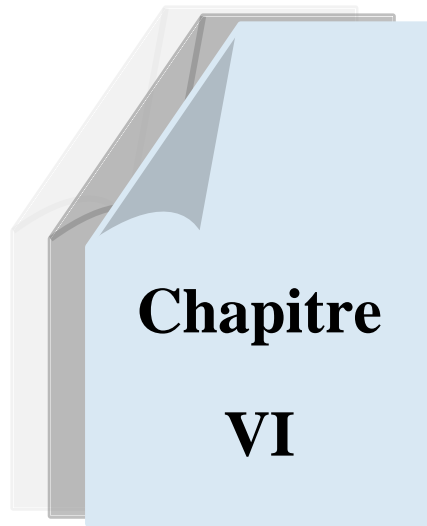


Fig. III.7 Schéma de ferrailage de la dalle



ETUDE SISMIQUE

ETUDE SISMIQUE

V.1 Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

VI.2 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.2.1 Méthode statique équivalente :

VI.2.1.1 Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

VI.2.1.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

VI.2.2 Les Méthodes Dynamiques :

VI.2.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VI.2.2.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale.**

VI.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger donc en zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

VI.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

VI.4.1 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.

VI.4.2 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

VI.4.3 Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

VI.4.4 Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

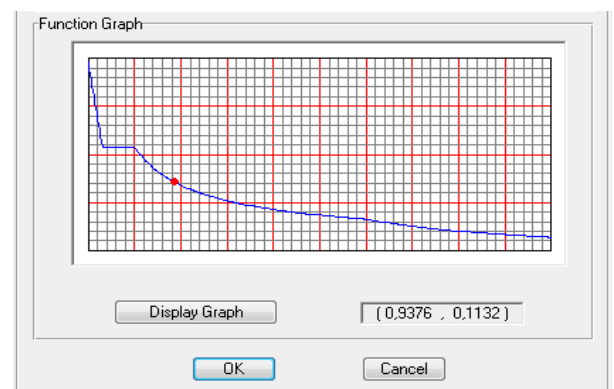


Fig. IV.1. Spectre de réponse

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

Dans notre cas $\zeta = 7\%$ $\Rightarrow \eta = 0,88$

$A = 0,15$ (tableau 4.1 RPA 99 / version 2003)

$R = 3,5$ mixte Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

$T_1 = 0,15$ sec (tableau 4.7 RPA 99 / version 2003)

$T_2 = 0,50$ sec

$Q = 1,25$

Conditions minimales sur les files de contreventement	Observé	0
Redondance en plan	Observé	0
Régularité en plan	N/Observé	0,05
Régularité en élévation	N/Observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	N/Observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	N/Observé	0,1

VI.4.5 Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

VI.4.6.1 Analyse de la structure :

Variante initiale :

La structure initiale conçue par le bureau d'étude est présentée dans les figures suivantes:

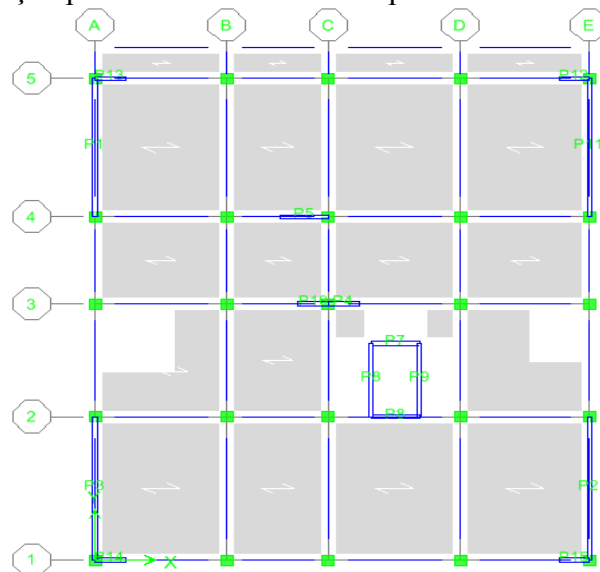


Fig. IV.2.a RDC de la structure initiale

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Périodes (S)	Masses effectives					
		U_x	U_y	θ_z	ΣU_x	ΣU_y	$\Sigma \theta_z$
1	1.398946	73.8142	0.218	0	73.8142	0.218	0
2	0.790494	0.3682	66.1762	0	74.1824	66.3942	0
3	0.768607	0.038	1.4562	0	74.2205	67.8504	0
4	0.422811	14.3501	0.0963	0	88.5706	67.9467	0
5	0.211183	5.2221	0.3177	0	93.7927	68.2644	0
6	0.194286	0.0005	0.4117	0	93.7932	68.6761	0
7	0.190689	0.0365	18.9933	0	93.8296	87.6694	0
8	0.129359	2.6391	0.0001	0	96.4687	87.6695	0
9	0.088011	1.3015	0.0107	0	97.7702	87.6802	0
10	0.08748	0.166	0.066	0	97.9363	87.7462	0
11	0.084578	0.0002	6.9553	0	97.9364	94.7016	0

Tab. V.1 Modes propres, Périodes propres et Masses effectives
(Structure initiale)

Pour les trois premiers modes fondamentaux, il y a un couplage entre les degrés de liberté de translation (U_x , U_y) et le degré de liberté de torsion θ_z , ce qui a engendré des efforts supplémentaires dus à la torsion dans les éléments résistants.

Variante 1 :

Pour cela on propose une autre disposition des voiles pour essayer de rapprocher le centre de torsion au centre de gravité. La première variante proposée est présentée dans les figures suivantes:

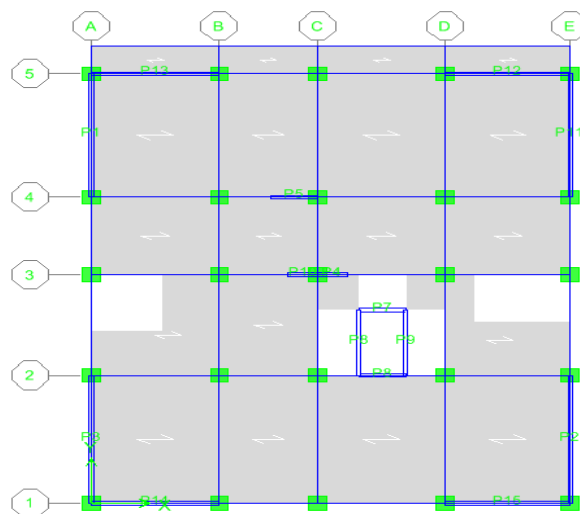


Fig. IV.3.a RDC de la variante 1

Les résultats obtenus de la variante 1 sont récapitulés dans le tableau suivant :

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Périodes (S)	Masses effectives					
		U_x	U_y	θ_z	ΣU_x	ΣU_y	$\Sigma \theta_z$
1	0.855053	66.4881	0.6901	0	66.4881	0.6901	0
2	0.695404	0.7326	66.9546	0	67.2208	67.6447	0
3	0.497624	0.0977	0.0055	0	67.3184	67.6502	0
4	0.213546	20.0387	0.106	0	87.3572	67.7562	0
5	0.175746	0.0908	20.4783	0	87.448	88.2345	0
6	0.124282	0.0416	0.0009	0	87.4896	88.2355	0
7	0.097026	6.9909	0.0259	0	94.4806	88.2614	0
8	0.08101	0.0177	6.8414	0	94.4982	95.1028	0
9	0.059225	2.9575	0.0103	0	97.4557	95.1131	0
10	0.058211	0.0318	0.0007	0	97.4875	95.1138	0
11	0.050228	0.0056	2.754	0	97.4932	97.8677	0

Tab. IV.2 Modes propres, Périodes propres et Masses effectives
(Variante 1)

Conclusion :

On constate que dans cette dernière disposition des voiles la torsion θ_z a diminué ce qui engendre la diminution de la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion.

Donc on garde cette dernière variante pour le reste de cette étude.

Les déplacements maximaux :

Les déplacements sont maximum au dernier niveau et les résultats en déplacements (translation et torsion) sont donnés dans le tableau suivant :

- Translation : (cm) ;
- Rotation : (rad. 10^{-3})

Direction	3DDL					
	U_x	U_y	U_z	R_x	R_y	R_z
Déplacement	3.365	2.624	0	0	0	0.37

Tab. IV.3 Les déplacements maximaux

Les réactions à la base :

	F1 (T)	F2 (T)	M1 (T.m)	M2 (T.m)	M2 (T.m)
Ex	353.76	52.51	1536.982	9767.374	3309.059
Ey	52.51	398.37	11175.081	1516.279	3713.87

Tab. IV.4 Les réactions à la base

VI.4.6.2 Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :**a) Résultante des forces sismiques à la base V_t :**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V, soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens X, $V_t = 353.76$ KN

Effort sismique dans le sens Y, $V_t = 398.37$ KN

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale (T)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 (RPA99)

Site : S3 (meuble) $\Rightarrow T_2 = 0.50$ sec

η : est donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$

ζ (%) : pourcentage d'amortissement critique est donné par le tableau 4.2 (RPA99)

Mixte portiques $\Rightarrow \zeta = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88$$

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_N = 41.82$ m
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$D'où : T = 0.05 \times 41.82^{3/4} = 0.822 \text{ sec}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

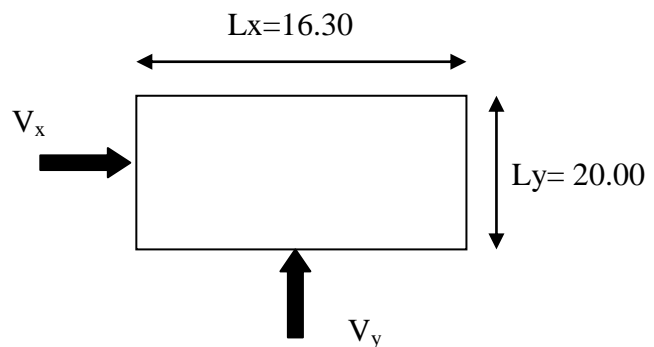
D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

► **Sens longitudinal :**

$$T_x = 0.09 \frac{41.82}{\sqrt{16.30}} = 0.93 \text{ sec}$$

► **Sens transversal :**

$$T_y = 0.09 \frac{41.82}{\sqrt{20.00}} = 0.84 \text{ sec}$$



Le même article (4.2.4) stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Sens longitudinal : } T_x = 0.93 \text{ sec} & (T_2=0.50 \leq T_x \leq 3,0) \\ \text{Sens transversal : } T_y = 0.84 \text{ sec} & (T_2=0.50 \leq T_y \leq 3,0) \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,93} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,454 \\ D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,5}{0,84} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,556 \end{cases}$$

• R : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)
Mixte portiques $\Rightarrow R = 3.5$

- Q : facteur de qualité, donné par la formule (4-4) : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q , donnée par le tableau 4.4 (RPA99)

D'où, $Q = 1,25$

- **W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5):

$$W = \sum_1^{13} W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Poids total du bâtiment : $W = 4803.276 \text{ t}$ (d'après l'etabs)

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.454 \times 1.25}{3.5} 4803.276 = 374.140 \text{ t}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.556 \times 1.25}{3.5} 4803.276 = 400.387 \text{ t}$$

D'où :

	V_t (t)	V (t)	80% V	$0.8V < V_t$
Sens X	353.76	374.14	299.312	vérifie
Sens Y	398.37	400.387	320.309	vérifie

Tab. IV.5 Résultante des forces sismiques à la base

b) période fondamentale :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ETABS), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale $T_{dyn} = 0.855 \text{ sec}$

Une période empirique : $T_y = 0.84 \text{ sec.}$
 $T_x = 0.93 \text{ sec.}$

Nous avons:

$$1.3 \times T_y = 1.092 > T_{dyn} = 0.855 \text{ sec}$$

$$1.3 \times T_x = 1.209 > T_{dyn} = 0.855 \text{ sec}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

c) Stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4, 2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = 0.855 > 0,7 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} F_{t,x} = 0.07 \times 0.855 \times 353.76 = 21.172 \text{ t} \\ F_{t,y} = 0.07 \times 0.855 \times 398.37 = 23.842 \text{ t} \end{cases}$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

On a :

$$V_{t,x} = 353.76 \text{ t} \quad V_{t,y} = 398.37 \text{ t}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i \times H_i$	F_x (t.m)	F_y (t.m)
12 ^{èm} étage	484.748	41,82	20272.16	71.44	77.15
11 ^{èm} étage	403.566	38,76	15642.22	134.42	147.62
10 ^{èm} étage	390.889	35,7	13954.73	182.4	203.21
9 ^{èm} étage	379.523	32,64	12387.63	221.19	249.04
8 ^{èm} étage	379.523	29,58	11226.29	255.17	289.36
7 ^{èm} étage	368.796	26,52	9780.47	285.52	325.35
6 ^{èm} étage	359.38	23,46	8431.05	312.39	356.76
5 ^{èm} étage	359.38	20,4	7331.35	337.46	385.22
4 ^{èm} étage	350.604	17,34	6079.47	360.84	410.97
3 ^{èm} étage	343.138	14,28	4900.01	381.23	432.9
2 ^{èm} étage	343.138	11,22	3850.00	398.98	451.54
1 ^{er} étage	343.138	8,16	2800.00	413.53	466.56
RDC	297.453	5,1	1517.01	424.51	478.04
Somme			118172.39		

Tab. IV. 6 distribution des forces sismiques

- **Sens longitudinal :**

$$M_{\text{resi}} = W \times L_x / 2 = 118172.39 \times 16.30 / 2 = 963104,979 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{renv } x} = \sum F_i \cdot Z_i = 72978,7254 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{resi}} / M_{\text{renv } x} = 963104.97 / 72978,7254 > 1.5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$M_{\text{resi}} = W \times L_y / 2 = 118172.39 \times 20 / 2 = 1181723,9 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{renv } y} = \sum F_i \cdot Z_i = 82389,9594 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{resi}} / M_{\text{renv } x} = 1181723,9 / 82389,9594 > 1.5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification des déplacements inter étages :

On note, pour chaque niveau k :

δ_k : représente le déplacement horizontal donné par la formule suivante

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : **R** : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ces déplacements sont limités à la valeur : $\frac{H_{\text{etage}}}{100}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h_{etage} (cm)
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	
RDC	0.12	0,42	0,42	0,10	0,35	0,35	< 5.10
1 ^{er} étage	0.27	0,95	0,53	0.22	0,77	0,42	< 3.06
2 ^{em} étage	0.47	1,65	0,70	0.37	1,30	0,53	< 3.06
3 ^{em} étage	0.69	2,42	0,77	0.54	1,89	0,60	< 3.06
4 ^{em} étage	0.94	3,29	0,88	0.74	2,59	0,70	< 3.06
5 ^{em} étage	1.22	4,27	0,98	0.95	3,33	0,74	< 3.06
6 ^{em} étage	1.51	5,29	1,02	1.18	4,13	0,81	< 3.06
7 ^{em} étage	1.81	6,34	1,05	1.41	4,94	0,81	< 3.06
8 ^{em} étage	2.13	7,46	1,12	1.66	5,81	0,88	< 3.06
9 ^{em} étage	2.44	8,54	1,09	1.91	6,69	0,88	< 3.06
10 ^{em} étage	2.68	9,38	0,84	2.15	7,53	0,84	< 3.06
11 ^{em} étage	3.06	10,71	1,33	2.39	8,37	0,84	< 3.06
12 ^{em} étage	3.36	11,76	1,05	2.62	9,17	0,81	< 3.06

Tab. IV.7 Déplacements inter étages dans les deux Sens

e) **Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

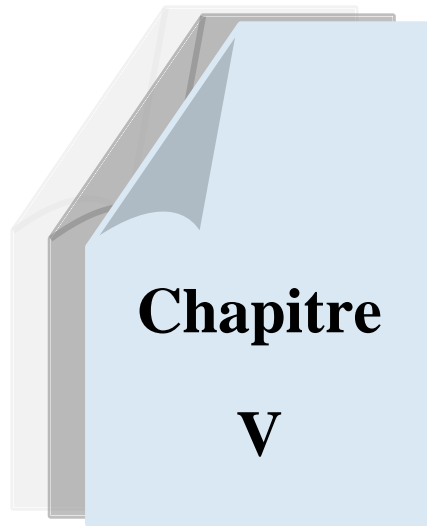
h_k : hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Niveau	P_k (t)	h_k (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			Δ_k (cm)	V_x (t)	θ	Δ_k (cm)	V_y (t)	θ
RDC	484.748	5.10	0,30	71.44	0,0040	0,35	77.15	0,0043
1 ^{er} étage	403.566	3.06	0,50	134.42	0,0049	0,42	147.62	0,0038
2 ^{em} étage	390.889	3.06	0,70	182.4	0,0049	0,53	203.21	0,0033
3 ^{em} étage	379.523	3.06	0,85	221.19	0,0048	0,60	249.04	0,0030
4 ^{em} étage	379.523	3.06	1,00	255.17	0,0049	0,70	289.36	0,0030
5 ^{em} étage	368.796	3.06	1,10	285.52	0,0046	0,74	325.35	0,0027
6 ^{em} étage	359.38	3.06	1,20	312.39	0,0045	0,81	356.76	0,0027
7 ^{em} étage	359.38	3.06	1,25	337.46	0,0044	0,81	385.22	0,0025
8 ^{em} étage	350.604	3.06	1,30	360.84	0,0041	0,88	410.97	0,0025
9 ^{em} étage	343.138	3.06	1,30	381.23	0,0038	0,88	432.9	0,0023
10 ^{em} étage	343.138	3.06	1,35	398.98	0,0038	0,84	451.54	0,0021
11 ^{em} étage	343.138	3.06	1,30	413.53	0,0035	0,84	466.56	0,0020
12 ^{em} étage	297.453	3.06	1,30	424.51	0,0030	0,81	478.04	0,0016

Tab. IV.8 Effets du second ordre dans les deux Sens

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10 \Rightarrow$ **l'effet du second ordre est négligé**



*FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX*

FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_e (\text{Mpa})$	$\sigma_s (\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

V.1.1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**
E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
- **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle
 $G + Q + E$
 $0.8 G + E$

La combinaison $G + Q + E$ comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

V.1.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh \text{ (zone IIa)}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Les résultats obtenus :

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{smin} RPA (cm ²)	A _{smax} RPA (cm ²) Zone courante	A _{smax} RPA (cm ²) Zone de recouvrement
RDC, 1 ^{er} étage, 2 ^{ème} étage	70 × 70	44.10	147	274
3 ^{ème} étage, 4 ^{ème} étage, 5 ^{ème} étage	60 × 60	32.40	108	216
6 ^{ème} étage, 7 ^{ème} étage, 8 ^{ème} étage	50 × 50	22.50	75	150
9 ^{ème} étage, 10 ^{ème} étage, 11 ^{ème} étage, 12 ^{ème} étage	40 × 40	14.40	48	96

Tab. V.1 pourcentage minimale des armatures longitudinales

On va ferrailer deux types de poteaux :

- Les poteaux isolés.
- Les poteaux attachés aux voiles.

Car l'effort tranchant absorbé par les poteaux attachés aux voiles est très grand par rapport à l'effort tranchant absorbé par les poteaux isolés du même étage.

V.1.3. Exemple de calcul :**V.1.3.1. Ferrailage des poteaux isolés :****Poteaux du RDC section : 70×70**

C = C' = 3 cm, acier Fe E400HA.

Par le logiciel ETABS et à partir de la combinaison la plus défavorable on a :

Le poteau le plus sollicité c'est le **C10**

1^{er} cas : (ELU)

$$N_{\max} = 3191.8 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corres}} = 9.76 \text{ KN.m}$$

2^e cas : (0.8 G + EX, G + P + 1.2 EX)

$$N_{\min} = 4360.8 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corres}} = 105.7 \text{ KN.m}$$

3^{ème} cas : (0.8 G + EY, G + P + 1.2 EY)

$$M_{\max} = 132.82 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corres}} = 428.2 \text{ KN}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

1^{er} cas :

$$N = 3191.8 \text{ KN} \quad ; \quad M = 9.76 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

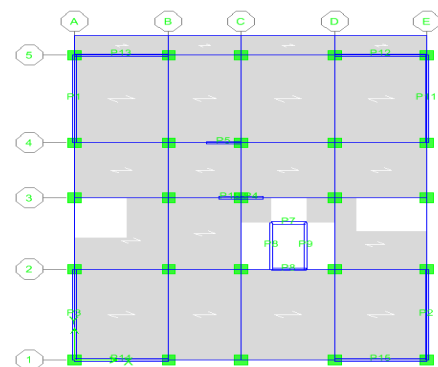


Fig. V.1 Le poteau le plus sollicité

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\max}} = \frac{9.76}{3191.8} = 0,0031\text{m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 ; 510/250) = 2.04 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 0,0031 + 0,0204 = 0.0235 \text{ m}$$

l : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 5.10 = 3.57 \text{ m}$$

Si $l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$0.7 < \max (15 ; 0.67)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$\alpha = (d-h/2)$$

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} \times (2 + \alpha\varphi)$$

$$e_2 = 0.011\text{m.}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 3.45 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ultime}} \times e = 3191.8 \times 0.0345 = 110.12 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 3191.8 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 110.12 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c^2) b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.03) 0.7 \times 0.7 \times 1.417 \times 10^4 \text{ (MN.m)}$$

$$A = 1469.20 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c^2) - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 110.12 + 3191.8 (5.59) = 4447.94 \text{ KN.m}$$

$$B = 3191.8(0.6) - 19101.33 = -17186.25 \text{ KN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\mu_a = M_u / bd^2 f_{bu} = 0.000279$$

$$\mu_a < 0.186 \text{ Domaine 1}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right]$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.259$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.564 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{34.8} \left[\frac{4447.94}{0.564} - 3191.8 \right] = 64 \text{ cm}^2$$

2^{eme} cas :

$$N = 4360.8 \text{ KN} \quad ; \quad M = 105.7 \text{ KN.m}$$

$$e = 5.5 \text{ cm}$$

Les efforts corriges seront :

$$N = 4360.8 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 239.84 \text{ KN.m.}$$

$$A = 1469.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ua}} = 5616.94 \text{ KN.m}$$

$$B = -23570.12 \text{ KN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\mu_a = M_u / bd^2 f_{bu} = 0.000393$$

$$\mu < 0.186 \text{ Domaine 1}$$

$$\alpha = 0.259$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.564 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{34.8} \left[\frac{5616.94}{0.564} - 4360.8 \right] = 64 \text{ cm}$$

3^{eme} cas :

$$M = 132.82 \text{ KN.m} \quad ; \quad N = 428.2 \text{ KN}$$

$$e = 3.41 \text{ cm.}$$

Les efforts corriges seront :

$$N_{\text{max}} = 428.2 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 146.02 \text{ KN.m.}$$

$$A = 1469.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ua}} = 1684.34 \text{ KN.m}$$

$$B = -2282.73 \text{ KN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\mu_a = 0.00037 < 0.186$$

$$\alpha = 0.259$$

$$Z = 0.564 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{34.8} \left[\frac{1684.34}{0.564} - 428.2 \right] = 64 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{s\min} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_c} = 44.10 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale : $A_{s\min} = 0.9\% bh$ (Zone IIa)

$$\Rightarrow A_{s\min} = 44.10 \text{ cm}^2$$

On prend donc comme armature : **4HA32 + 8HA25** $\Rightarrow A_s = 64.75 \text{ cm}^2$

V.1.3.2. Justification des poteaux sous l'effet de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

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

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

$f_{c,j}$: est la résistance caractéristique du béton

Niveau	Section	N_d (T)	B_c (m ²)	f_{c28} (Mpa)	v	Observation
RDC	70×70	436.08	0.49	25	0,27	< 0.30
1 ^{er}	70×70	357.94	0.49	25	0,29	< 0.30
2 ^{ème}	70×70	302.98	0.49	25	0,25	< 0.30
3 ^{ème}	60×60	230.11	0.36	25	0,26	< 0.30
4 ^{ème}	60×60	203.74	0.36	25	0,23	< 0.30
5 ^{ème}	60×60	178.14	0.36	25	0,20	< 0.30
6 ^{ème}	50×50	153.02	0.25	25	0,24	< 0.30
7 ^{ème}	50×50	129.53	0.25	25	0,21	< 0.30
8 ^{ème}	50×50	106.85	0.25	25	0,17	< 0.30
9 ^{ème}	40×40	84.37	0.16	25	0,21	< 0.30
10 ^{ème}	40×40	62.88	0.16	25	0,16	< 0.30
11 ^{ème}	40×40	42.00	0.16	25	0,11	< 0.30
12 ^{ème}	40×40	21.69	0.16	25	0,05	< 0.30

Tab. V.2 l'effet de l'effort normal réduit

V.1.3.3. Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite

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

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b_o : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

- **Selon le CBA93 :**

$\tau_u < (0.15f_{c28}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < (0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible

- **Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 :**

$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$ - $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g > 5$

- $\rho_d = 0.04$ si $\lambda_g < 5$

Les résultats des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau sont données dans le tableau suivant :

Niveau	Section	V_u (KN)	τ_u (MPa)	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\tau_u < \tau_{bu}$
RDC	60×60	21.6	0.72	0.075	1.87	0.72<1.87
1 ^{er}	60×60	50.70	0.014	0.04	1	0.014<1
2 ^{ème}	60×60	45.80	0.012	0.04	1	0.012<1
3 ^{ème}	50×50	38.60	0.015	0.04	1	0.015<1
4 ^{ème}	50×50	42.60	0.017	0.04	1	0.017<1
5 ^{ème}	50×50	47.7	0.019	0.04	1	0.019<1
6 ^{ème}	40×40	36.20	0.022	0.04	1	0.022<1
7 ^{ème}	40×40	40.80	0.025	0.04	1	0.025<1
8 ^{ème}	40×40	46.50	0.029	0.04	1	0.029<1
9 ^{ème}	30×30	30.60	0.034	0.04	1	0.034<1
10 ^{ème}	30×30	37.40	0.041	0.04	1	0.041<1
11 ^{ème}	30×30	36.80	0.040	0.04	1	0.040<1
12 ^{ème}	30×30	52.10	0.057	0.04	1	0.057<1

Tab. V.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

V.1.3.5. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_c}$$

$$V_{u \max} = 15.54\text{KN}$$

V.1.3.6. Condition d'espacement :

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003, la valeur maximale est fixée comme suit:

En zone courante : $t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l)$.

En zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante

Zone courante :

$$\lambda_g = l_f/a = 3.57 / 0.70 = 5.1 > 5$$

Donc : $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{2.5 \cdot 15.54 \cdot 10^{-3} \cdot 0.15}{70 \times 400} = 0.208 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 cadre 3HA10 ; $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t.b$ en % est donnée comme suite :

$$\lambda_g = 5.1 > 5, \text{ la section minimale } \frac{A_t}{t \cdot b} > 0.3\%. \text{ (RPA99).}$$

$$\frac{0.208}{0.15 \times 0.7} = 1.98\% > 0.3\% \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{2.5 \cdot 15.54 \cdot 10^{-3} \cdot 0.1}{70 \times 400} = 0.138 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 cadre 3HA10 ; $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

La section minimale

$$\frac{0.138}{0.1 \times 0.7} = 1.97\% > 0.3\% \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 cm

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$A_{smin}(\text{RPA})$ (cm^2)	Barres (long)	A_{cal} (cm^2)	Barres (trans)	A_t choisi (cm^2)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
70×70	44.10	4T32+8T25	64.756	HA10	3.14	10	15
60×60	32.40	8T20+4T16	29.941	3HA10	3.14	10	15
50×50	22.50	8T20	17.681	2HA8	2.01	10	15
40×40	14.40	8T16	1.223	2HA8	2.01	10	15

Tab. V.4 Ferrailage des poteaux isolés

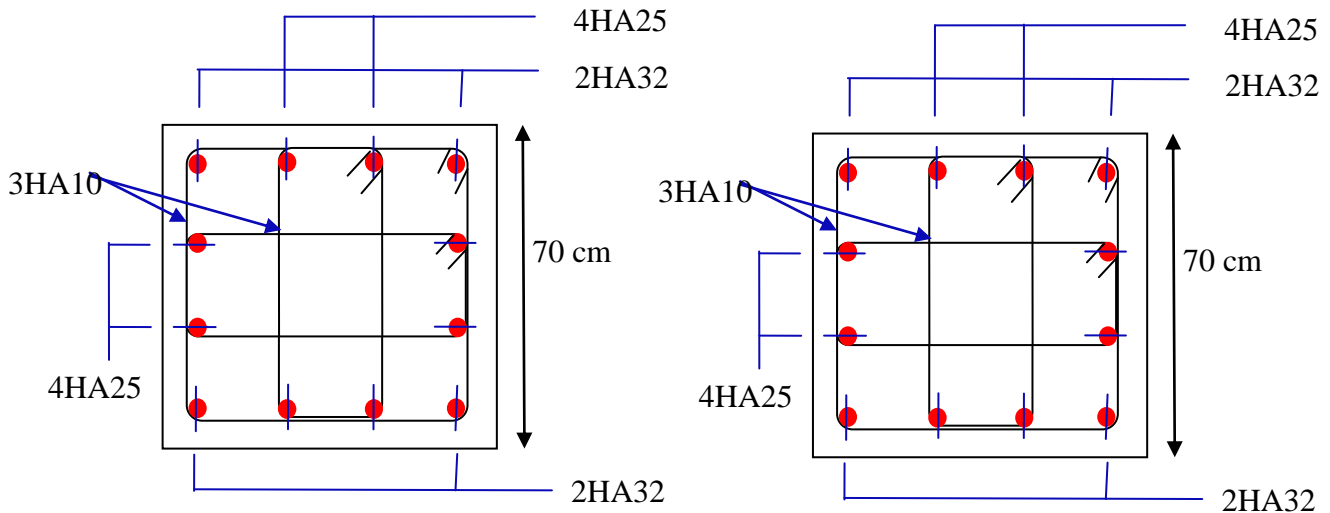


Fig.V.2 Schémas de ferrailage des poteaux isolés et attachés aux voiles

V.2. Ferrailage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 :

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 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 : 50Φ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

Le schéma ci-dessous montre l'emplacement des poutres porteuses et des poutres secondaires dans notre structure.

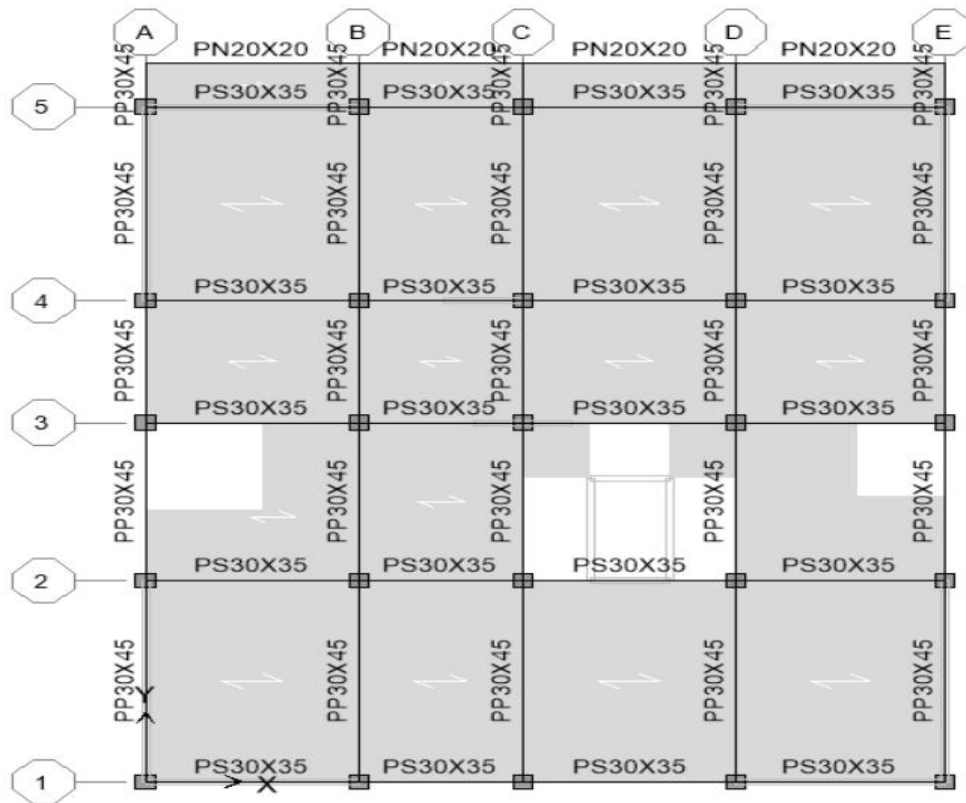


Fig.V.3 les poutres porteuses et les poutres secondaires

V.2.3. Exemple de calcul :

V.2.3.1. Ferraillage longitudinal :

a) Ferraillage en travées : (situation durable) ELU

$B = 45 \times 30 \text{ cm}^2$; $F_e = 400 \text{ MPa}$;

$M_{ult} = 8603.76 \text{ KN.m}$ (ETABS V 9.0.7)

$M_{ser} = 6252.43 \text{ KN.m}$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\alpha_c = 0,4399$$

$$\mu_c = 0,2900$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,099$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,130$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,398 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f(\epsilon_s) = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = 6,21 \text{ cm}^2$$

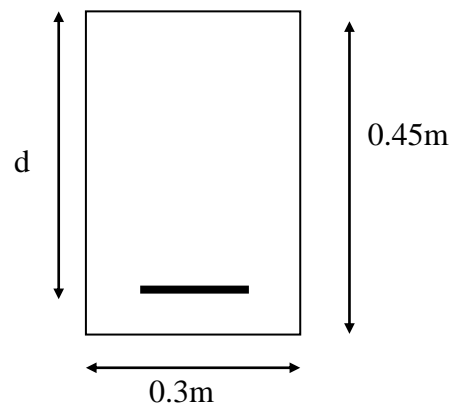


Fig.V.4 La section d'une poutre longitudinale

b) Ferrailage sur appui : (situation accidentelle) $G+Q+E_y$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$M_{\max} = 1436.839 \text{ KN.m} \quad , \text{ (ETABS V 9.0.7)}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.127$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.170$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.373 \text{ m.}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f(\varepsilon_s) = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = 9.85 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **4HA16 + 2HA12 Soit $A_s = 10.30 \text{ cm}^2$.**

V.2.3.2. Vérification nécessaire pour les poutres :

a/ La condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b/ Pourcentage exigé par le RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2.$$

On remarque que A_{\min} est supérieur à la section calculée précédemment en travée

Donc : on adopte A_{\min} .

Choix des barres : **6HA12. Soit $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$**

V.2.3.3. Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

$$V_u^{\max} = 15.54 \text{ KN} \quad \text{(ETABS V 9.0.7)}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u}{b d} = 0.0115 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.27 f_{c28} / \gamma_b ; 7 \text{ MPA}) = 4.5 \text{ MPA} \quad \text{(fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Disposition constructive :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_L) = 11.25 \text{ cm.}$$

En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 22.5 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.36; 40\text{cm}) \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Section minimale des armatures transversales

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b S_t}{f_e}$$

$$A_t = 0.67\text{cm}^2$$

V.2.3.4. Condition exigée par le RPA99 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 11.25 \times 30 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodale)}$$

$$A_t = 0.003 \times 22.5 \times 30 = 2.03 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8 = 2.01 cm².

Résumé :

- Armatures longitudinales en travée : 2HA12+3HA14 (principale)
- Armatures longitudinales sur appuis : 3HA16 + 3HA14 (principale)
- Armatures longitudinales en travée : 3HA14+ 2HA16 (secondaire)
- Armatures longitudinales sur appuis : 3HA16 + 3HA14 (secondaire)
- Espacement de : 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement L = 0.8m.
- Armatures transversales : un cadre + un étrier de HA8.

Poutres principales :

	Section (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s RPA (cm ²)	Choix des barres	A _s choisie (cm ²)
Sur appui	45 x 30	9.605	6.75	3T16+3T14	10.65
En travée		6.19	6.75	3T14+2T12	6.88

Poutres secondaires :

	Section (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s RPA (cm ²)	Choix des barres	A _s choisie (cm ²)
Sur appui	35 x 30	9.403	5.25	3T14+3T16	10.65
En travée		8.034	5.25	3T14+2T16	8.64

Schémas de ferraillage:

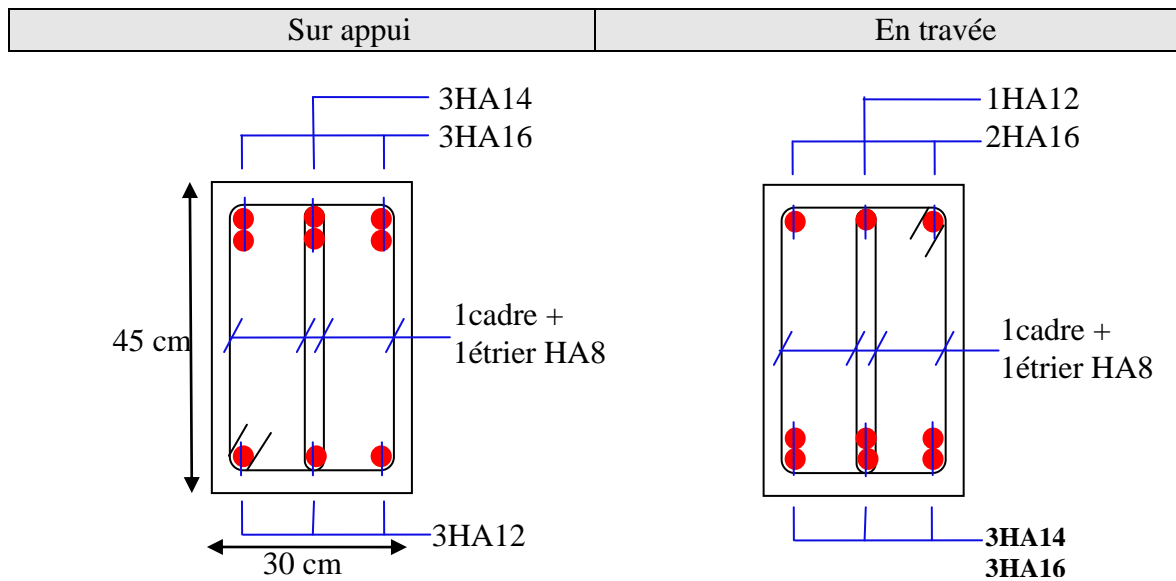


Fig.V.5 Ferraillage des poutres principales (30×45)

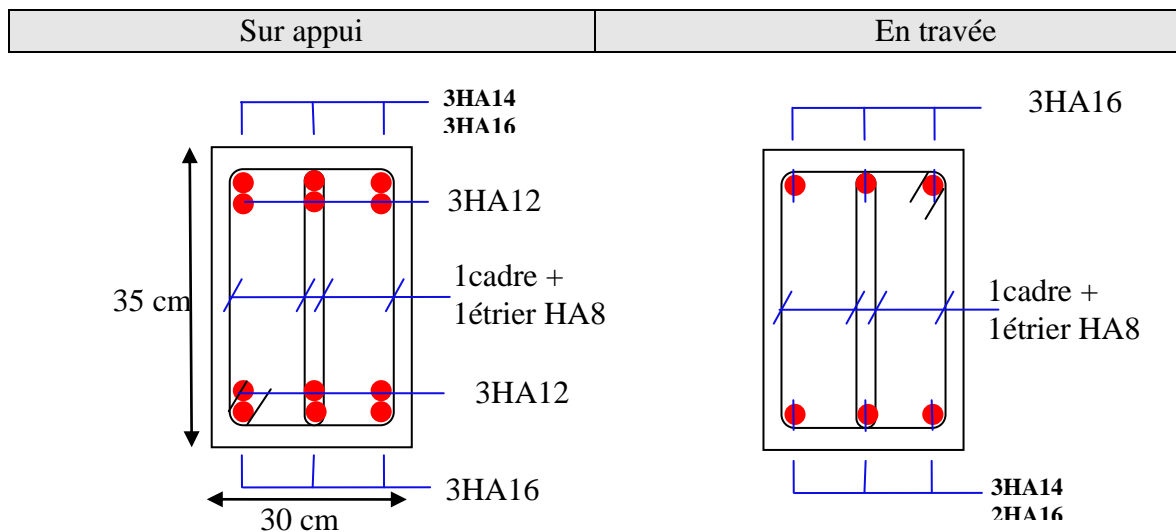


Fig.V.6 Ferraillage des poutres secondaires (30×35)

V.3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

V.3.1. Appui de rive :

a. Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$$

$$9.605 \cdot 10^{-4} \geq 15.54 \times 1.15 / 400 = 4.46 \times 10^{-4} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

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

$$a = L_a - 2 \text{ cm}$$

L_a = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$L_a = l_s - 24.69\Phi_1$$

Φ_1 : Armatures longitudinales.

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = 35\Phi_1 \text{ (fe E400, } \psi_s = 1.5, f_{c28} = 25 \text{ MPa)}$$

$$L_a = (35 - 24.69) 1.6 = 16.49 \text{ cm}$$

$$L_{a,\min} = r + 0.5\Phi_1$$

$$r = 5.5\Phi_1 = 8.8$$

$$L_{a,\min} = 8.8 + (0.5 \times 1.6) = 9.6 \text{ cm}$$

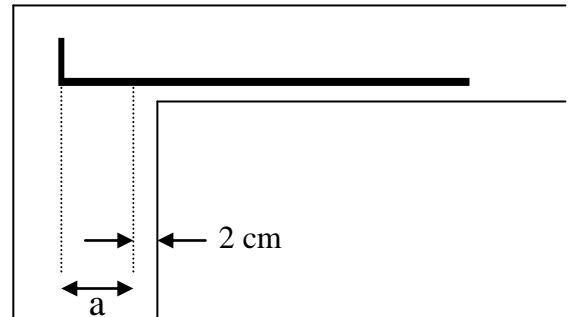
$$a = 16.49 - 2 = 14.49 \text{ cm}$$

La longueur d'appui «a» doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3.75 \times V_u}{b \times f_e} \leq a \leq 0.9 \times d$$

$$0.485 \text{ cm} \leq a = 14.49 \text{ cm} \leq 36.45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_u = 15.54 \text{ KN} \leq 0.267 \times 14.49 \times 0.3 \times 25 = 29.01 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**V.3.2. Appui intermédiaire:**

Puisque on a :

$$V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 0.251 \geq 0$$

On doit vérifiée :

$$A_{si} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

$$A_{si} \geq 0.94 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4. Ferrailage des voiles :

V.4.1-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue un type de voile :

- Voile de contreventement.

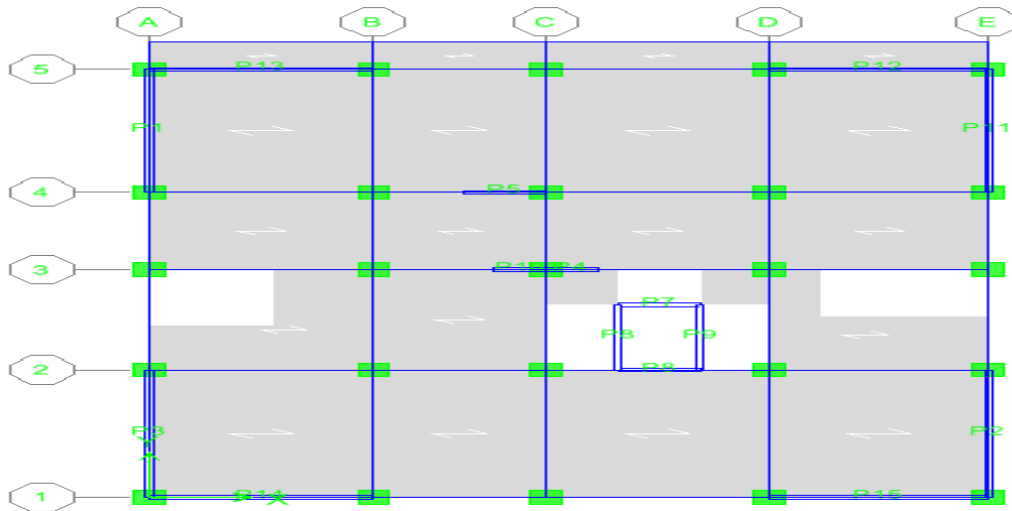


Figure V.7 : Disposition des voiles

V.4.2-Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (**DTR-B.C.-2.41 " CBA93 "**) si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version2003)/7.7.1]
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrillages suivants:

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G + Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

V.4.2.1- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens, ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant. [RPA99/7.7.4]

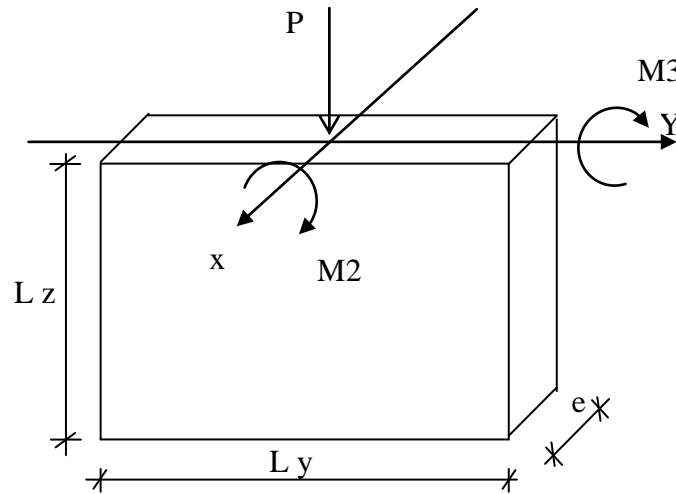


Figure V.8 : Les sollicitations de calcul d'un voile

Sens x-x :

P ; M2 \Rightarrow section des armatures verticales à l'extrémité du voile

Sens y-y :

P ; M3 \Rightarrow section des armatures verticales parallèle au parement du voile

Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :

- **Les armatures minimales :**

✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_V \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A_V = \max(A_1; A_2)$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- **Espacement des barres verticales :**

✓ $S = \min(1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

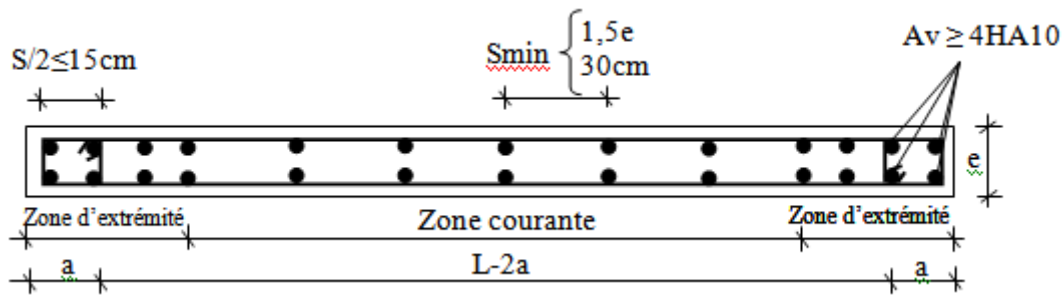


Fig.V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

- **Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]**

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges

	P (T)	V2	V3	M2 (T.m)	M3
RDC, 1^{er} étage , 2^{eme} étage	707.63	112.06	19.44	44.82	958.127
3^{eme} étage, 4^{eme} étage, 5^{eme} étage	496.91	101.79	11.82	31.706	544.629
6^{eme} étage, 7^{eme} étage, 8^{eme} étage	311.98	78.68	10.91	24.577	316.929
9^{eme} étage, 10^{eme} étage, 11^{eme} étage, 12^{eme} étage	154.39	56.59	8.39	15.136	139.058

V.4.3- Ferraillage des trumeaux :

❖ **Exemple de calcul :**

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; 510/250) = 2.04\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot 2.04}{0.15} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 100$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 510 = 357 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 357 \times \frac{\sqrt{12}}{15} = 82.44$$

$\lambda = 82.44 < \bar{\lambda} = 100 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « ETABS Nonlinear v9.7.4 » les sollicitations maximales sont :

2- Calcul du ferraillage :

➤ **Sens x-x :**

$$\begin{cases} N_z = 707.63\text{t} \\ M_x = 958.127\text{t.m} \end{cases}$$

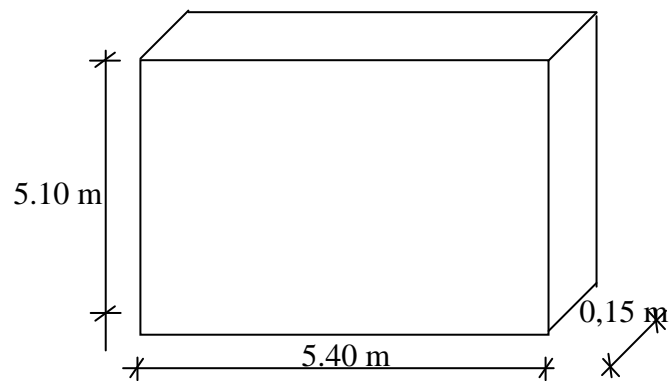


Fig.V.10 : Voile le plus défavorable

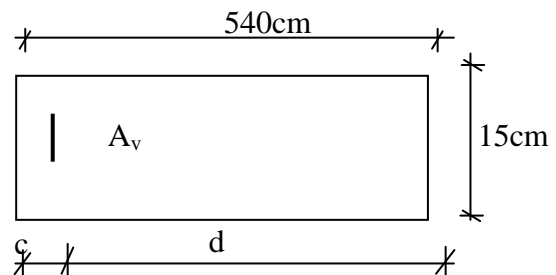


Fig.V.11: Section de calcul suivant l'axe x-x

Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{958.127}{707.63} = 1.35 \text{ m} < \frac{h}{2} = 2.55 \text{ m}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

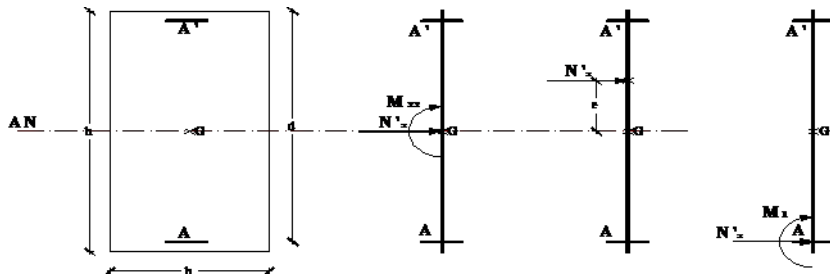


Fig.V.12 : Position du point d'application de l'effort normal de compression (N')

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \leq \underbrace{N' \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

✓ $M_1 = N \times (d - \frac{h}{2}) + M = 707.63 (0.135 - 0.075) + 958.127$

$M_1 = 1000.58 \text{ t.m}$

(1) = $(0,337 \times 0.15 - 0,81 \times 0.03) \times 1478 \times 5.40 \times 0.15 = 31.43 \text{ t.m}$

(2) = $707.63 (0.135 - 0.03) - 1000.58 = 926.27 \text{ t.m}$

$I = 31.43 \text{ t.m} < II = 926.27 \text{ t.m} \rightarrow$ Donc ; la section est entièrement comprimée

si : $N \cdot (d - c_1) - M_1 \leq [0.5 \cdot h - c_1] \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b \Rightarrow A_2' = 0 \text{ cm}^2$.

$$\left. \begin{aligned} N \cdot (d - c_1) - M_1 &= 1607167.5 \text{ N.m} \\ [0.5 \cdot h - c_1] \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b &= 2002200 \text{ N.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{donc } A_2' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N \cdot (d - c) - 100 \cdot M_1}{100 \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h^2}}{0.8571 + \frac{c}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{707.63 \cdot (0.135 - 0.03) - 100 \cdot 1000.58}{100 \cdot 14.2 \cdot 5.40 \cdot 0.15^2}}{0.8571 + \frac{0.03}{0.15}} = -547.8$$

➤ **Sens y-y :**

$$\begin{cases} N'_z = 112.06 \text{ t.} \\ M_{yy} = 44.82 \text{ t.m} \end{cases}$$

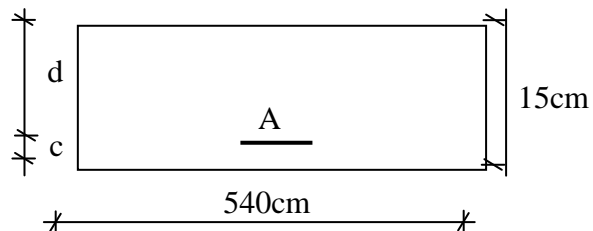


Fig.V.13: Section de calcul suivant l'axe y-y

✓ Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{44.82}{112.06} = 0.40 \text{ m} > \frac{h}{12} = 0.42 \text{ m}$$

⇒ L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

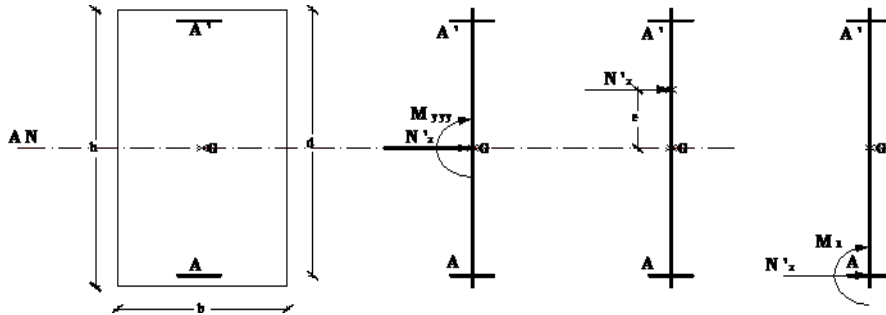


Fig.V.14 : Position du point d'application de l'effort normal de compression (N')

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_z \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1 = M_3 + P \left(d - \frac{h}{2} \right) = 958.127 + 707.63 \left(4.59 - \frac{5.10}{2} \right) = 2401.69 \text{ t.m}$$

$$(I) = (0.337 \times 5.10 - 0.81 \times 0.03) \times 1478 \times 5.40 \times 5.10 = 68969.06 \text{ t.m}$$

$$(II) = (112.06 \times (4.59 - 0.03)) - 2401.69 = -1890.69 \text{ t.m}$$

(I) = 68969.06 t.m > (II) = -1890.69 t.m → la section est partiellement comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2401.69}{1478 \times 5.40 \times (4.59)^2} = 0.014$$

$$n' \text{ existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa A}' \rightarrow \mu = 0.014 < \mu_{AB} = 0.392$$

$$\mu = 0.018 \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$0.99\beta = 1 - 0.4 \times \alpha =$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2401.69}{0.348 \times 0.99 \times 459} = 15.18 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$\frac{P}{100 \cdot \sigma_s} - A_1 = \frac{112.06}{100 \times 348} - 15.18 = -14.85 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0$$

Armatures minimales :

$$A_v = \max (A_1 ; A_2)$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% = [(540 - 2 \times 15) \times 15] \times 0.10\%$$

$$A_1 = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_1 = (540 \times 15 \times 0.15\%) - 2 \times 7.65$$

$$A_2 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 7.65 \text{ cm}^2$$

Espacement minimal des barres verticales S :

En zone courante :

- $S \leq \min (1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$
- $S \leq \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 22.5 \text{ cm}$.

$$S' = 22.5 / 2 = 11.25 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

Afin de vérifier l'espacement minimum imposé par le RPA99 (version 2003) on choisira :

4T10 à chaque extrémité de la section verticale du voile.

T10 espacé de 10 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

Les armatures horizontales :

.....(Pas de reprise de bétonnage).

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\tau_u = \frac{1.4 T_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 13.781 \times 10^4}{15 \times 13 \times 100} = 9.89 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow A_t \geq \frac{9.89}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 15 \times 22.5 = 9.27 \text{ cm}$$

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 10 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3,48MPa$$

$$; T = 1.4T_u \tau_u = \frac{T_u}{e \times d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 13.78 \times 10^3}{15 \times 13 \times 100} = 0.98 MPa < \tau_u = 3.48 MPa$$

⇒ Condition vérifiée.

<u>Niveau</u>	<u>Choix</u>	<u>A_v</u>	<u>A_T</u>
RDC, 1^{er} étage, 2^{eme} étage	T16	110.712	9.079
3^{eme} étage, 4^{eme} étage, 5^{eme} étage	T16	96.807	10.271
6^{eme} étage, 7^{eme} étage, 8^{eme} étage	T14	84	9.891
9^{eme} étage, 10^{eme} étage, 11^{eme} étage, 12^{eme} étage	T10	65.25	7.845

Tab. V.5 Ferraillage des voiles :

Dessin du ferraillage :

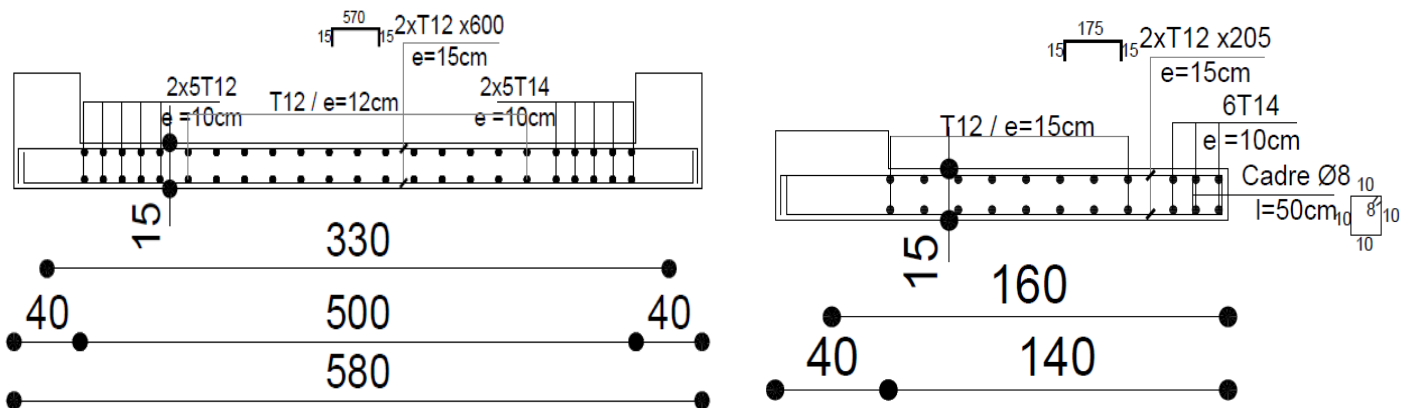
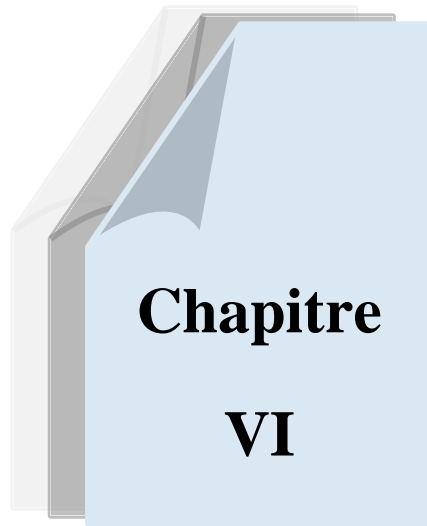


Fig.V.15 : Ferraillage des voiles de contreventement



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Etude du voile périphérique :

VI.1.1. Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 4 m.

VI.1.2. Détermination des sollicitations:

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encasté sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

$$Q = \frac{p_i \cdot h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_b.$$

$$K_b : \text{Coefficient de poussée } K_b = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

h : la hauteur totale du voile. $h = 4$ m.

γ_d : Poids spécifique du remblai $\gamma_d = 1.8$ t/m³.

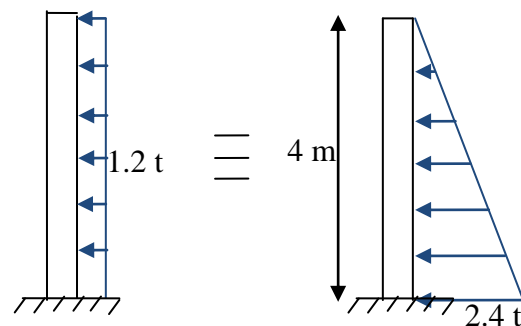
φ : Angle de frottement de remblai $\varphi = 30^\circ$.

$$K_b = 0.33$$

$$P_i = 2.4 \text{ t. (} h = 4 \text{ m)}$$

$$P_0 = 0 \text{ t (} h = 0 \text{ m)}$$

$$P_{\text{moy}} = (P_0 + P_i) / 2 = 1.2 \text{ t}$$



VI.1.3. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile dans ce cas fonctionne comme une dalle pleine. Les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à la pression des terres.

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x / l_y, \alpha \leq 1$) mesurés entre nus d'appuis (avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 2$

Etape de calcul :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: Moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: Moment dans le sens de la grande portée.

On prend :

$M_e = 0.3 M_0$: appui de rive.

$M_e = 0.5 M_0$: appui intermédiaire

$M_t = 0.85 M_0$: travée de rive.

$M_t = 0.75 M_0$: travée intermédiaire.

Calcul des moments fléchissants

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

a) l'ELU : $v = 0$

$\alpha = \frac{4}{5} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

A partir du tableau de Barres :

$$\mu_x = 0.0561$$

$$\mu_y = 0.5959$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont :

$$M_{0x} = 0.0561 \times 1.2 \times 4^2 = 1.077 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.5959 \times 1.077 = 0.642 \text{ t.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.81 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.54 \text{ t.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.48 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0x} = 0.54 \text{ t.m/ml}$$

Ferraillage :

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	5.4	8.1	5.4	4.8
μ	0.012	0.018	0.012	0.011
α	0.015	0.023	0.015	0.014
Z (m)	0.179	0.178	0.179	0.179
A_s (cm ² /ml)	0.87	1.31	0.87	0.77
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	2.42	2.42	2.42	2.42
A_s RPA (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tab.VI.1 Ferraillages des voiles périphériques à L'ELU

b) l'ELS : $v = 2$

$$\alpha = \frac{4}{5} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \square \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau de Barres :

$$\begin{aligned}\mu_x &= 0.0628 \\ \mu_y &= 0.7111\end{aligned}$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_{0x} = 0.0628 \times 1.2 \times 4^2 = 1.206 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.7111 \times 1.206 = 0.857 \text{ t.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.910 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.603 \text{ t.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.643 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0x} = 0.603 \text{ t.m/ml}$$

Ferrailage :

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	6.03	12.06	6.03	6.43
μ	0.0131	0.0263	0.0131	0.014
α	0.0165	0.0333	0.0165	0.0176
Z (m)	0.178	0.156	0.178	0.178
A_s (cm ² /ml)	0.97	2.22	0.97	1.04
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	2.42	2.42	2.42	2.42
A_s RPA (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tab.VI.2 Ferrailages des voiles périphériques à L'ELS

VI.2. Etude des fondations :

VI.2.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

VI.2.3 :

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau et à chaque voile sont données par les tableaux suivants :

sem	N_u (KN)	S_{sem} (m ²)	sem	N_u (KN)	S_{sem} (m ²)
1	334.06	16.703	19	319.18	15.959
2	273.08	13.654	20	327.84	16.392
3	143.37	7.1685	21	335.5	16.775
4	288.88	14.444	22	278.43	13.9215
5	437.4	21.87	23	146.61	7.3305
6	213.86	10.693	24	300.75	15.0375
7	259.31	12.9655	31	458.12	22.906
8	218.49	10.9245	32	136.74	6.837
9	267.58	13.379	35	141.44	7.072
10	290.97	14.5485	42	142.23	7.1115
11	206.63	10.3315	188	133.58	6.679
12	196.34	9.817	189	29.34	1.467
13	254.28	12.714	190	31.51	1.5755
14	320.87	16.0435			
15	294.54	14.727			
16	230.11	11.5055			
17	208.48	10.424			
18	208.48	10.424			
Surface = 646.355 m ²					

Tab.VI.3 les surfaces des semelles isolées

Surface totale des semelles : $S_{\text{semelle}} = 646.355 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 306.44 \text{ m}^2$

Vérification:

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{646.355}{306.44} = 2.00 \Rightarrow 2.00 > 0.50$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a) Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$L_{\text{max}} = 5.60 \text{ m} \quad \text{d'où: } h_r \geq 56 \text{ cm.}$$

On prend: $h_r = 60 \text{ cm}$

b) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\text{max}}}{\pi} \quad ; \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\text{max}}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3.18 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\text{max}} = 5.60 \text{ m}, \quad E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où: } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\text{max}}^4}{E \pi^4}} = 0.71 \text{ m}$$

On prend: $h_r = 80 \text{ cm}$.

c) Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

D'où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 4844.40 \text{ t} \\ S = 306.44 \text{ m}^2 \\ L_{\max} = 5.60 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,15 \\ f_{cj} = 25 \times 10^2 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow h \geq 32.31 \text{ cm}$$

Le choix final :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 80 \text{ cm}$.

VI.2.3.2. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \text{D'où: } S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{adm}}}$$

$$N = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) = (G_{\text{radier}} + G_{\text{voile périphérique}} + G_{\text{bâtiment}}) = 4844.40 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ t/m}^2 \quad \text{Alors: } S_{\text{min}} = 242.22 \text{ m}^2$$

L'emprise totale du bâtiment est de: 306.44 m^2

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VI.2.3.3. Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

Soit : $D = 40 \text{ cm}$

$$\text{D'où: } S_r = S + D \times P = 306.44 + 0.4 \times 70.2 = 334.52 \text{ m}^2$$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment

Alors la surface du radier est $S_r = 334.52 \text{ m}^2$

VI.2.3.4. Vérification du radier :

a) Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier = $W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 4844.40 \text{ t}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4$ m)

S_r : Surface du radier ($S_r = 334.52$ m²)

$\alpha \gamma h S_r = 1.531343334.52 = 2007.12$ t < 4844.40 t \Rightarrow vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

b) Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles des BAEL91, le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, on a le voile V8 de longueur 3 m

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

$$N_u = 142.23$$
 t

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 142.23 / 3 = 47.41$$
 t/ml

$$N_u / \text{ml} = 0.4741$$
 MN/ml

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h_r f_{c28}$$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

a,b: Dimensions du voile

$$\mu_c = 2 (3 + 0.25 + 2 \times 0.8) = 9.7$$
 m

$$N_u = 0.045 \times 9.7 \times 0.8 \times 25 = 8.73$$
 MN

$$N_u = 0.4741$$
 MN < $N_u = 8.73$ MN \Rightarrow vérifiée

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VI.2.3.5. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravite du radier :

$$X_G = 8.15$$
 m

$$Y_G = 9.40$$
 m

- Centre de masses du bâtiment :

$$X_G = 8.139$$
 m

$$Y_G = 9.798$$
 m

- Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 0.011$$
 m

$$e_y = 0.39$$
 m

- Inerties du radier :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} + AD_x^2 = 9025.67$$
 m⁴

$$I_y = \frac{hb^3}{12} + AD_y^2 = 6784.837$$
 m⁴

VI.2.3.6. Vérification de la stabilité du radier:**a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

$$N = 4844.40 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{4844.40}{334.52} = 14.48 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0.8 G \pm E$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente

	N (t)	M _x (t.m)	M _y (t.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
0.8G ± E	152.78	7.116	9.393	0.05	0.06	4.08	4.70	Vérifiée

Tab.VI.4 Résultats de calcul de la stabilité du radier

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

c) Diagramme trapézoïdal des contraintes :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ avec } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} \text{ et } \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

$$I_x = 9025.67 \text{ m}^4 ; v_x = 8.15 \text{ m}$$

$$I_y = 6784.837 \text{ m}^4 ; v_y = 9.40 \text{ m}$$

S : surface du radier $S_{\text{rad}} = 334.52 \text{ m}^2$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N(t)	6530.56	6530.56
M(t.m)	134.416	40.812
σ_1 (t/m ²)	19.64	19.58
σ_2 (t/m ²)	19.40	19.46
σ_m (t/m ²)	19.58	19.55

Tab.VI.5 résultats de calcul des contraintes

$\sigma_m < \sigma_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$ donc le non renversement est vérifié dans les deux sens .

VI.2.3.7 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- **1- dalle pleine :**

Les moments sont:

$$M_{lx} = 14.7 \quad \text{t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 9.8 \quad \text{t.m/ml}$$

$$M_{ly} = 8.2 \quad \text{t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 5.5 \quad \text{t.m/ml}$$

Ferrailage :

Exemple de calcul :

Le sens (x x') :

✓ Sur appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.8}{1 \times 0.45^2 \times 14170000} = 0.030 < \mu_c = 0.293 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.030}}{0.8} = 0.038$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.44 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{9.8}{44 \times 348} \times 10000 = 6.02 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12** ($A_s = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

✓ En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.7}{1 \times 0.45^2 \times 14170000} = 0.045 < \mu_c = 0.293 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}}{0.8} = 0.057$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.44 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{14.7}{44 \times 348} \times 10000 = 9.11 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14** ($A_s = 10.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (t.m)	9.8	14.7	5.5	8.2
μ	0.030	0.045	0.017	0.025
α	0.038	0.057	0.021	0.032
Z (m)	0.44	0.44	0.45	0.44
A_s (cm ² /ml)	6.02	9.11	3.35	5.02
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	8.69	8.69	8.69	8.69
A_s RPA (cm ² /ml)	8	8	8	8
Choix des barres	7T12	7T14	7T10	7T10
A_s Choix (cm ² /ml)	7.92	10.78	5.50	5.50
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tab.VI.6 Ferrailages de la dalle

- **2- nervures :**

Les moments sont:

$$M_{tx} = 37.3 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 62.1 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ty} = 48 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 80 \text{ t.m/ml}$$

Ferrailage :

Exemple de calcul :

Le sens (y y') :

✓ Sur appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{62.1}{0.7 \times 0.72^2 \times 14170000} = 0.152 < \mu_c = 0.293 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.152}}{0.8} = 0.207$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.66 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{784.53}{66 \times 348} \times 10000 = 24.38 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA20** ($A_s = 28.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

✓ En travée :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37.3}{0.7 \times 0.72^2 \times 14170000} = 0.092 < \mu_c = 0.293 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}}{0.8} = 0.120$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.68 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{37.3}{68 \times 348} \times 10000 = 14.29 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA25** ($A_s = 14.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (t.m)	62.1	37.3	80	48
μ	0.118	0.071	0.152	0.092
α	0.157	0.092	0.207	0.120
Z (m)	0.67	0.69	0.66	0.68
A_s (cm ² /ml)	24.38	14.29	31.99	18.58
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	8.69	8.69	8.69	8.69
A_s RPA (cm ² /ml)	8	8	8	8
Choix des barres	9T20	3T25	11T20	4T25
A_s Choix (cm ² /ml)	28.27	14.73	34.56	19.64
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tab.VI.7 Ferrailages de nervure

VI.2.6. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 40 cm.

Schéma statique :

$b = 40 \text{ cm}$

$h = 80 \text{ cm}$

$d = 72 \text{ cm}$

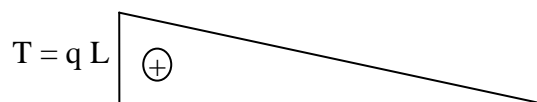
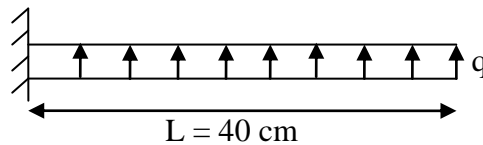
$L = 40 \text{ cm}$

$q_u = 133.15 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$

$q_s = 124.8 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$

a) l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 10.65 \text{ KN.m}$$



M_u (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)
10.65	0.0015	0.0018	0.719	0.43

b) l'ELS

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 9.98 \text{ KN.m}$$

M_{ser} (KN.m)	σ_{st}	σ_{bc}	X	Z (m)	M_1 (KN.m)	A_S (cm ²)
9.98	201.63	15	0.34	0.61	622.2	1.1

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_c} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Choix des barres du débord :

Pour l'exécution du ferrailage du débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

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

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = 2.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.72} = 0.0074 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

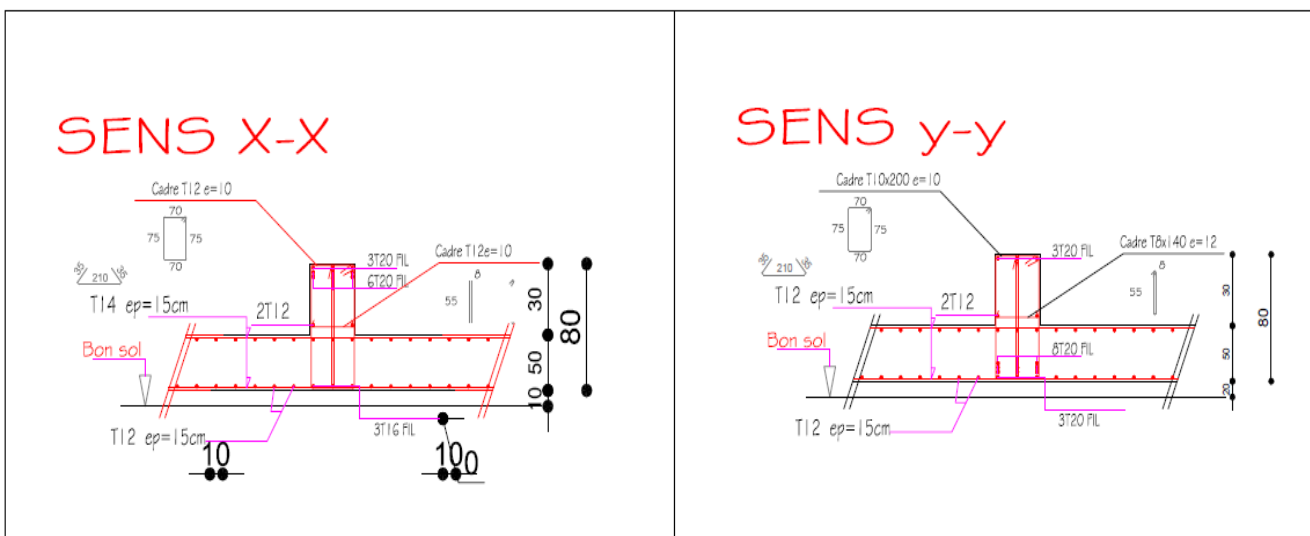


Fig.VI.1 : Ferrailage du radier

VI- ETUDE DE L'ASCENSEUR

VI.1 –DEFINITION DE L'ASCENSEUR :

L'ascenseur est un appareil élévateur installé à demeure, desservant des niveaux définis ; comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permette manifestement l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long de guides verticaux ou dont l'inclinaison sur le verticale est inférieure à 15 degrés ; il est mécaniquement composé de trois constituants principaux :

- *Cabine* : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges a transporter.
- *Treuil de levage.*
- *Le contre poids.*

L'ascenseur sera étudié selon les normes élaborées par le comité européen de normalisation (NFP).

VI.2 –ETUDE DE L'ASCENSEUR :

Notre ascenseur étant de classe II, la norme NFP82.209 nous donne la charge d'exploitation $Q = 2000$ kg et, les dimensions tel que :

Largeur de la cabine = 1.5m ;

Profondeur de la cabine = 2.7m ;

Hauteur de la cabine = 2.3m ;

Largeur de passage = 1.3m ;

Hauteur de passage = 2.1m.

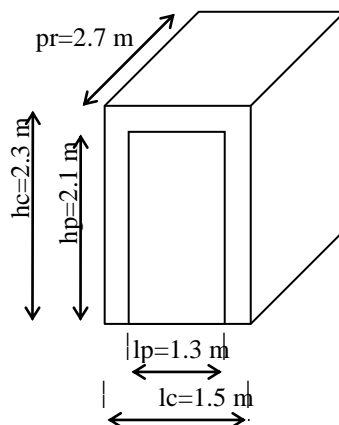


Fig. VI.2 :Les dimensions de la cabine

*** Evaluation des charges :*****a – Masse de cabine : (NFP 82.210)***

• surface des côtes :	$1.1 \times [(1.5 + 2 \times 2.7) \times 2.3] \times 11.5$	200.75 kg.
• masse du plancher :	$(1.5 \times 2.7) \times 110$	445.5kg.
• masse du toit :	$(1.5 \times 2.7) \times 20$	81kg.
• masse de l'arcade :	$60 + (120 \times 1.5)$	240kg.
• masse du parachute : (à prise amortie $v > 1$ m/s)		100.00 kg.
• masse des accessoires :		80.00 kg.
• masse de la porte de la cabine :	$80 + (25 \times 2.1 \times 1.3)$	148.25 kg.
• masse de poulie :	30×2	60.00kg.

Mc = 1355.5 kg.

b – Masse du contre-poids :

$$M_p = M_c + 1/2Q = 1355.5 + 2000/2 = 2355.5 \text{ kg}$$

c – masse du câble :

Détermination du diamètre du câble :

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 \Rightarrow d = 500/40 = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 11 \end{array} \right.$$

D : diamètre de la poulie pris entre 400 et 800mm.

d : diamètre du câble.

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes) (NFP 82.202).

$C_s = C_r/M$; donc $C_r = C_s \times M$; avec :

M : est égale à la somme de la charge utile , du poids mort 'P' et de la masse des câbles qui est pour l'instant considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

$$C_r = 13 \times (2000 + 1355.5) = 36910.5 \text{ kg} : \text{Ceci est la charge de rupture effective ;}$$

pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est .Cr devient :

$$C_r = C_r / 0.85 ; \text{ d'où :}$$

$$C_r = \frac{36910.5}{0.85} = 43424.12 \text{ kg.}$$

avec : $C_r = C_r \text{ d'un câble} \times n \times m$

m : type de mouflage ; on prend $m = 2$ brins

n : nombre de câble.

Cr d'un câble : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5\text{mm} \Rightarrow Cr \text{ d'un câble} = 8152 \text{ kg}$$

$$n = \frac{Cr}{Cr \text{ d'un câble} \times m}$$

$$n = \frac{43424.12}{8152 \times 2} = 2.66 \approx 3 \text{ câbles}$$

On prend 4 câbles puisque il faut prévoir un nombre pair .

$$Me = Ml \cdot n \cdot c$$

Ml : masse linéaire en fonction du diamètre.

$$Ml \text{ pour } d = 12.5\text{mm} \Rightarrow Ml = 0.515 \text{ kg/ml}$$

c : la course du câble.

$$c = 3.91 \times 11 + 4.25 \times 3 + 5.1 \times 2 = 65.96 \text{ m.}$$

$$Me = 0.515 \times 4 \times 65.96 = 135.88 \text{ kg.}$$

d – masse du treuil :

$$Mg = 2000 \text{ kg} \quad (v = 2.5 \text{ m/s})$$

(NFP 82.210).

Etat limite ultime de résistance :

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$G = Mg + Mp + Mc + Me = 2000 + 2355.5 + 1355.5 + 135.88 = 5846.88 \text{ kg}$$

$$Q = 2000 \text{ kg}$$

$$q_u = 1.35 \times 5846.88 + 1.5 \times 2000 = 10893.29 \text{ kg}$$

Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 5846.88 + 2000 = 7846.88 \text{ kg}$$

VI.3 – ETUDE DU PLANCHER HAUT DE LA CAGE D'ASCENSEUR :

VI.3.1– Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_u = q_u / 4 = 2723.32 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = q_{ser} / 4 = 1961.72 \text{ kg}$$

D'après l'article A 5.2.4 du BAEL91 :

Si $q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires ; avec :

q_u : charge ultime pour chaque appui.

U_c : le périmètre du contour défini par l'article A 3.2.5 du BAEL91.

U_c : l'air du feuillet moyen dont le contour est parallèle à la projection du contour de l'air d'application de la charge sur ce feuillet, et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la dalle.

$$U_c = (10+10 \times 2) \times 4 = 120 \text{ cm.}$$

h : épaisseur totale de la dalle qui est égale à 20cm.

$$\text{condition vérifiée.} \Rightarrow 27233.2 \leq 180000 \quad q_u \leq 0.045 \times 1200 \times 200 \times \frac{25}{1.5}$$

Donc ; aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

VI.3 .2– Calcul des sollicitations :

a)-Dalle avec charge localisée :

L'étude de la dalle soumise à des charges localisées sera faite avec les abaques de PIGEAUD en plaçant les charges au centre, leurs moments seront :

$$M_x = P' \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$\text{, avec : } M_y = P' \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : coefficient de poisson qui égal à 0 pour les calculs des sollicitations et, 0.2 pour le calcul des déformations (Article A 2.1.3 BAEL91).

Etat limite ultime de résistance :

$$M_x = P'_u \cdot M_1$$

$$M_y = P'_u \cdot M_2$$

Etat limite de service :

$$M_x = P'_{ser} \cdot (M_1 + 0.2 \cdot M_2)$$

$$M_y = P'_{ser} \cdot (M_2 + 0.2 \cdot M_1)$$

M_1 et M_2 sans dimension, tirées à partir des abaques en fonction des rapports u/l_x , v/l_y .

$$q = Q / u \cdot v \text{ (charge par mètre carré)}$$

$$l_x = 3.25m.$$

$$l_y = 4.70m$$

$$\rho = l_x / l_y = 0.69 \approx 0.7$$

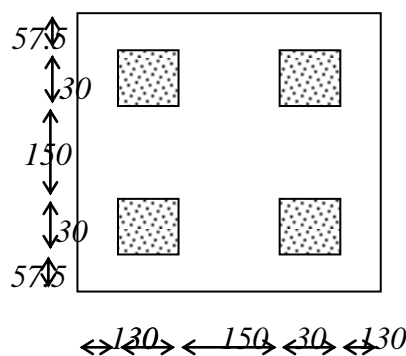


Fig.VI.3 : Dalle pleine de l'ascenseur.

On divise la dalle en rectangles fictifs comme suit :

$$q_u = \frac{27233.2}{0.30 \times 0.30} = 302591.1 \text{ N/m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{19617.2}{0.30 \times 0.30} = 217968.89 \text{ N/m}^2.$$

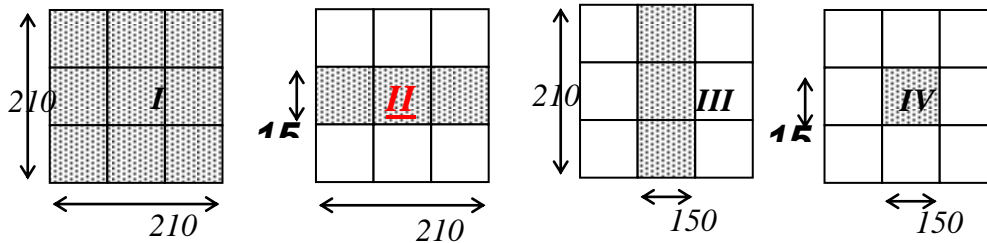


Fig.VI.4 : chargement du panneau (PIGEAUD).

Donc les moments aux centres sont :

$$M_{xc} = M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV}$$

$$M_{yc} = M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV}$$

Tableau VI.1 : tableau récapitulatif des résultats

	u(m)	v(m)	s(m ²)	qu*S	qser*S	u/lx	v/ly	M1	M2	Mux (N.m)	Muy (N.m)	Mxser (N.m)	Myser (N.m)
I	2.1	2.1	4.41	1334426.8	86511.852	0.6	0.4	0.108	0.07	144118.1	90741	10519.8	7751.5
II	1.5	2.1	3.15	953161.97	61794.18	0.5	0.4	0.118	0.07	112473.1	68627.7	8181.55	5907.5
III	2.1	1.5	3.15	953161.97	61794.18	0.6	0.3	0.113	0.08	107707.3	77206.1	7983.81	6401.9
IV	1.5	1.5	2.25	680829.98	44138.7	0.5	0.3	0.124	0.09	84422.92	58551.4	6232.38	4890.6
Mc										8360.592	3458.62	586.868	332.63

b)-Dalle avec charge répartie :

*Charges permanentes :

1 -Gravillon de protection (2cm)	0.02×2000	40kg/m ²
2 - Dalle pleine en béton armé (20cm)	0.20×2500	500kg/m ²
3 -Enduit au ciment (1.5cm)		27kg/m ²

$$G = 567.0 \text{ kg/m}^2$$

*Surcharge d'exploitation

$$P = 100.0 \text{ kg/m}^2$$

****Combinaisons fondamentales :*****Calcul des charges:****Etat limite ultime de résistance :**

$$q_u = 1.35 \times 567 + 1.5 \times 100 = 915.45 \text{ kg/m}^2.$$

Etat limite de service :

$$q_{ser} = 567 + 100 = 667 \text{ kg/m}^2.$$

***Calcul des moments : $\rho = l_x/l_y = 0.69$** **Etat limite ultime de résistance :**

$$\mu_x = 0.0697$$

$$\mu_y = 0.4181$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0697 \times 915.45 \times 3.25^2 = 6739.60 \text{ N}\cdot\text{m}.$$

$$M_y = M_x \cdot \mu_y = 6739.60 \times 0.4181 = 2817.83 \text{ N}\cdot\text{m}.$$

Etat limite de service :

$$\mu_x = 0.0755$$

$$\mu_y = 0.5704$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0755 \times 6670 \times 3.25^2 = 5319.12 \text{ N}\cdot\text{m}.$$

$$M_y = M_x \cdot \mu_y = 5319.12 \times 0.5704 = 3034.02 \text{ N}\cdot\text{m}.$$

VI.3.3- Calcul du ferrailage :***sens x-x :**

En travée :

Etat limite ultime de résistance :

$$. M_f = M_c + 0.75 \cdot M_x = 8360.59 + 0.75 \times 6739.60 = 13415.29 \text{ Nm}.$$

$$\mu = 0.029 \quad ; \quad \alpha = 0.037 \quad ; \quad \beta = 0.985 \quad ; \quad A_t = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

condition de non-fragilité :

$$(FeE400) \rho_0 = 0.0008 \cdot S$$

$$\text{avec, } \alpha = l_x/l_y = 0.69 \quad \rho_x \geq \rho_0 \cdot \frac{(3-\alpha)}{2}$$

$$\rho_x \geq 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3-0.69)}{2} = 1.85 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Choix :

$$e = 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 5T8 \quad A = 2.51 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service :

$$.M_f = M_c + 0.75 \cdot M_x = 586.868 + 0.75 \times 5319.12 = 4576.21 \text{ Nm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha \quad \Rightarrow \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13415.25}{4576.21} = 2.93$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.93 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.215 \geq \alpha = 0.042$$

$$* \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

*Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ

donc ; les armatures calculées à l'état limite ultime conviennent pour l'état limite de service.

En appui :Etat limite ultime de résistance :

$$M_a = 0.5 \cdot M_x = 0.5 \times 6739.60 = 3369.8 \text{ Nm.}$$

$$\mu = 0.007 \quad ; \quad \alpha = 0.0088 \quad ; \quad \beta = 0.996 \quad ; \quad A_t = 0.54 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad ; \quad A_{min} = 1.85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Choix :

$$e = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 5\text{T8} \quad A = 2.51 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service :

$$M_a = 0.5 \cdot M_x = 0.5 \times 5319.12 = 2659.56 \text{ Nm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha \quad \Rightarrow \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3369.8}{2659.56} = 1.28$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 \geq \alpha = 0.0088$$

$$* \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

*Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ

donc ; les armatures calculées à l'état limite ultime conviennent pour l'état limite de service.

***sens y-y :**

En travée :

Etat limite ultime de résistance :

$$M_f = M_c + 0.75 \cdot M_y = 3458.62 + 0.75 \times 2817.83 = 5571.99 \text{ Nm.}$$

$$\mu = 0.012 \quad ; \quad \alpha = 0.015 \quad ; \quad \beta = 0.994 \quad ; \quad A_t = 0.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

condition de non-fragilité :

$$\rho_x \geq \rho_0$$

$$\rho_x \geq 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$e = 20 \text{ cm} \rightarrow 5\text{T8 } A = 2.51 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service :

$$M_f = M_c + 0.75 \cdot M_y = 332.63 + 0.75 \times 3034.02 = 2608.14 \text{ Nm.}$$

Flexion simple

Acier FeE400

Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha \quad \Rightarrow \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5571.99}{2608.14} = 2.14$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.82 \geq \alpha = 0.019$$

$$* \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

*Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ

donc ; les armatures calculées à l'état limite ultime conviennent pour l'état limite de service.

En appui :

Etat limite ultime de résistance :

$$M_a = 0.5 \cdot M_y = 0.5 \times 2817.83 = 1408.91 \text{ Nm.}$$

$$\mu = 0.003 \quad ; \quad \alpha = 0.004 \quad ; \quad \beta = 0.998 \quad ; \quad A_a = 0.22 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix :

$$e = 20 \text{ cm} \rightarrow 5\text{T8 } A = 2.51 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service :

$$M_a = 0.5 \cdot M_y = 0.5 \times 3034.02 = 1517.01 \text{ Nm.}$$

Flexion simple

Acier FeE400

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Section rectangulaire

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1408.91}{1517.01} = 0.929$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.929-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.21 \geq \alpha = 0.006$$

$$* \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

*Fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification pour σ

donc ; les armatures calculées à l'état limite ultime conviennent pour l'état limite de service.

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation Master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussi tôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements :

- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *BAEL99 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*
- *RNV99 : Règlement Neige et Vent 99*

Livres :

- *Le projet de béton armé (Henry Thonier)*
- *Calcul des structures en béton armé (Belazougui)*

Cours :

- *Résistance des matériaux (UMAB)*
- *Béton armé (UMAB)*
- *Dynamique des structures(UMAB)*
- *Cours de bâtiment (UMAB)*
- *Génie sismique (UMAB)*

Thèses :

- *Etude d'un bâtiment en R+9 contreventé par voiles –portiques en béton armé (2020)*
- *Etude d'un bâtiment en R+15 avec 2 sous sols a ossature mixte en béton armé selon le RPA 99/ Version 2003 (2020)*

Logiciels et programmes :

- *AUTOCAD 2006 (Dessin)*
- *ETABS V9.0.7 (Analyse des structures)*
- *Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc)*