

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Présenté par:

MARADJI Abdelmalek

BERROUBA Djelloul

Sujet du mémoire

***Etude et dimensionnement d'un bâtiment à
usage multiple en (R+6): Influence de la
disposition des voiles de contreventement
sur la réponse sismique***

Soutenu publiquement le 14/09/2020 devant le jury composé de:

M. RABAHI	Abderezak	Président
M. KRIM	Abdallah	Rapporteur
M. DJEBLI	Benyagoub	Examineur
M. KERROUM	Nadir	Examineur

Promotion: 2019-2020

Remerciement

Le travail présenté dans ce mémoire a été réalisé à la Faculté de Technologie de Tiaret au sein du laboratoire de génie civil

*En premier nous remercions chaleureusement l'encadreur de notre projet de fin d'études, **Mr. KRIM. Abdellah***

. Nous lui exprimons notre parfaite reconnaissance pour ses conseils et le soutien qu'il nous a accordé durant ce travail, sa patience, sa disponibilité nous ont aidé à surmonter les obstacles rencontrés pour l'élaboration de notre projet.

Enfin, nos chaleureux remerciements vont, particulièrement, à nos Parents, pour leur soutien, leurs conseils et leur aide et à tous qui ont contribué, de près ou de loin, pour la réalisation de notre mémoire de fin d'études.

Nous tenons à souhaiter la réussite à tous nos collègues et amis.

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة سكنية الاستخدامات ذات بنية خرسانية متكونة من طابق أرضي وست طوابق. هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف I

استقرار البناية مضمون و محقق بواسطة عارضة ذاتية الاستقرار والجدران المسلحة.

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA99V2003,BAEL91...)

RESUME

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet du fin d'étude, on a étudié un bâtiment constitué d'un RDC et six (06) étages à usage d'habitation .ce projet est implanté à la Wilaya de Tiaret qui est classée en zone I.

La stabilisation du bâtiment est assuré par un système de portique auto stable plus voiles de contreventement.

Le choix des différents éléments constituant la structure est faite conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99V2003, BAEL91...).

ABSTRACT

As part of the preparation for the defense of the end of the study project, we studied a building consists of a ground floor and six (06) stories for habitation use .This project is located in Tiaret which is classified as seismic zone I.

The stabilization of the building is provided by a system of stable self and bracing sails.

The choice of different constituent's structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (RPA99V2003, BAEL91...).

Introduction
générale

1. Introduction

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages, de nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics, les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

La construction parasismique est la moyenne la plus sûre de prévention du risque sismique, elle exige le respect préalable des règles normales de bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leur mode d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les codes (règles) parasismiques. L'Algérie en possède un code de calcul sous la dénomination: Règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur, il est prévu de procéder à l'étude génie civil d'un ouvrage en béton armé prenant en compte les aspects et le règlement parasismiques régissant la région de l'implantation de cet ouvrage.

Pour ce faire, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment en (R+6) avec ossature en béton armé celui-ci sera soumis à des variations sismiques pour évaluer sa capacité de résistance. L'étude que nous avons entreprise a deux objectifs:

- D'une part, le calcul d'un bâtiment en béton armé en respectant les nouvelles règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003;
- D'autre part, l'évaluation de la vulnérabilité au séisme du bâtiment vis-à-vis des conditions de sécurité exigée par règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003.

Ce projet de fin d'études nous a permis d'avoir une large vision sur la responsabilité de l'ingénieur dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver un compromis entre l'aspect technique et économique sans pour autant que cela soit au détriment de la sécurité de l'ouvrage construit (la sécurité de habitants). Chaque étude de projet du bâtiment en béton armé a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.

- Économie: sert à diminuer les coûts du projet
- Confort
- Esthétique.

Le présent projet comporte les chapitres suivants:

Le premier chapitre est consacré à une présentation du projet étudié et les caractéristiques des matériaux et méthodes de calcul utilisés;

Le second chapitre est consacré au calcul des éléments non structuraux tels que: les planchers, acrotère, balcons et escaliers;

Le troisième chapitre est consacré au calcul sismique en utilisant un programme de calcul des structures;

Le chapitre quatre est consacré au ferrailage des poteaux, poutres principales et secondaires, les voiles;

Le chapitre cinq est consacré aux ferrailages des fondations ainsi que les voiles périphériques.

Ce travail est clôturé par une conclusion générale et des prospectives.

2. Description du bâtiment à étudier

Ce bâtiment est un bloc angle composé d'un rez-de-chaussée destiné au commerce suivi de six étages pour habitation, chaque étage contient deux appartements F3 et un F4.

La structure est contreventée par un system de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques et présentent une régularité en élévation et une irrégularité en plan. L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et une cage d'escalier.

3. Données du site

Notre ouvrage est implanté à Tiaret, une zone classée comme une zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique algérienne (R.P.A.99 modifiée en 2003).

Il appartient au groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Le site est considéré comme un site meuble

La contrainte admissible du sol: $\sigma = 1.50 \text{ bar}$

La profondeur d'ancrage: $D = 2.00\text{m}$

Le poids spécifique du sol: $\gamma_h = 1.8\text{t/m}^3$

L'angle de frottement interne du sol: $\phi = 35$

4. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Tableau 1: Caractéristiques géométriques des blocs

Longueur en plan	25.95m
Largeur en plan	19.65m
Hauteur d'étage courant	3.06m
Hauteur de sous sol	5.10m
Hauteur totale	23.45m

5. Description des différents éléments de la structure

a. Ossature

Le contreventement de notre structure est assuré par un système de contreventement mixte portique (poteaux, poutres) et voile.

b. Plancher

C'est une aire plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue:

- Plancher en dalle pleine.
- Plancher en corps creux.

Pour notre bâtiment, nous avons adopté un plancher a corps pour R.D.C et les étages courants.

c. Les escaliers

Ce sont des éléments non-structuraux, qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement inter-étages. Nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à deux volées

d. Maçonnerie

- Murs extérieurs: réalisés en double parois de brique creuse 15cm et de 10cm, séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm afin d'assurer une isolation thermique et phonique.
- Murs intérieurs: constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

e. Revêtements

Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs, et en plâtre pour les faces intérieures des murs.

Enduit en plâtre pour les plafonds des planchers sauf les salles d'eau.

Revêtement en plaque pour les escaliers (Marche et contre marche).

Revêtement en carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

f. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

• Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à compenser la faible résistance du béton seul à la traction.

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.

a. Avantages du béton armé

- **Économie:** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes:** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques:** elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu:** le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

b. Inconvénients

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

c. Composition du béton

- 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.

- Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles (gravillon).

- 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 30mm 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)

- Eau de gâchage

Met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

d. Dosage de béton

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 99).

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit :

350 Kg de cimentCPA 325
400 L de sable..... $dg \leq 5 \text{ mm}$
800 L de gravillons..... $dg \leq 25 \text{ mm}$
175L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

e-Résistance mécanique du béton

• 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 $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

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

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

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

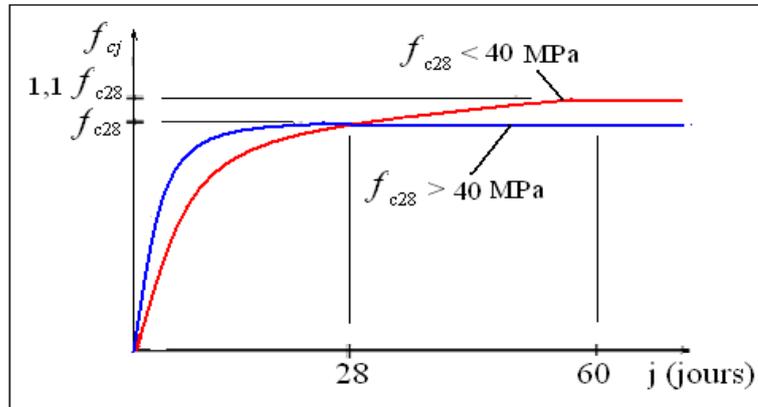


Figure1: Évolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

- **Résistance à la traction**

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

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

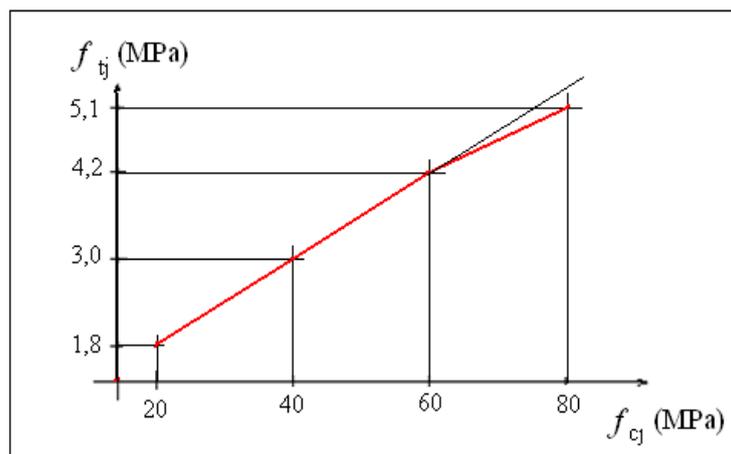


Figure 2 : Évolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

f- Essais de rupture

- **Essai de rupture par compression sous charge instantanée**

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindre droite de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est : $B = 200 \text{ cm}^2$.

Ainsi si p est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours : $F_{cj} = p/B = p/0.02 \text{ MPa}$.

- **Essai de rupture par traction**

La résistance à la traction est déduite d'essai effectuée selon deux modes opératoires :

1/ flexion d'éprouvette prismatique non armée de côté 7.06 cm et de section 50 cm^2

2/ fendage diamétrale d'une éprouvette cylindrique (essai dit « brésilien »).

g-Contrainte de calcul du béton comprimé

- **État Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)**

a- Diagramme contrainte – déformation

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 :

$$\begin{cases} \varepsilon_{bcl} = 2 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc1} = 3,5 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc1} = (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{array}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- ε_{bc} : Déformation du béton en compression
- σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
- γ_b : Coefficient de sécurité :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{cas générale} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{cas de combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

- Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

- 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.

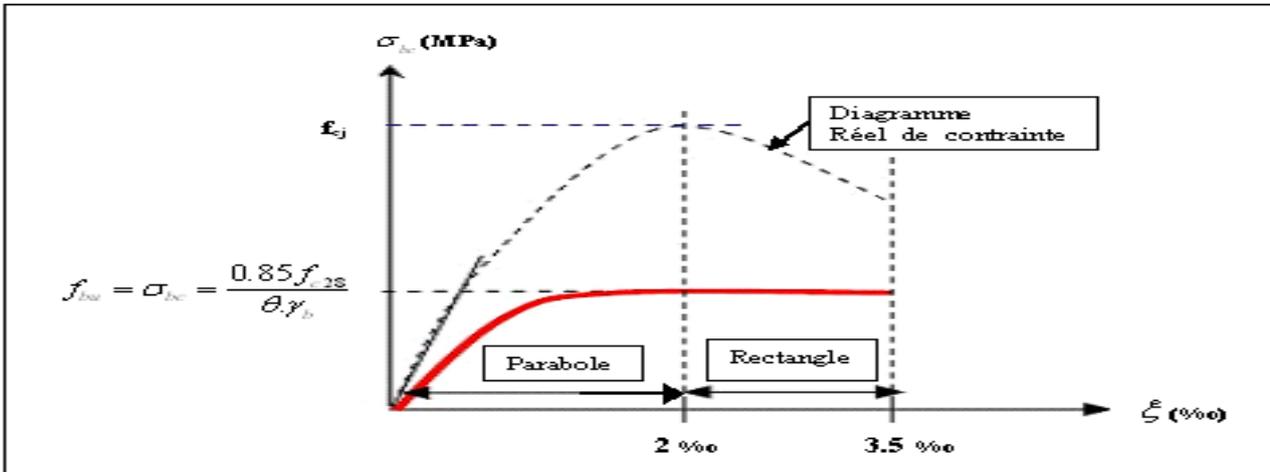


Figure 3 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

b- Diagramme rectangulaire simplifié

Lorsque la section droite n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié, défini ci-après, dans lequel y_u représente la distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

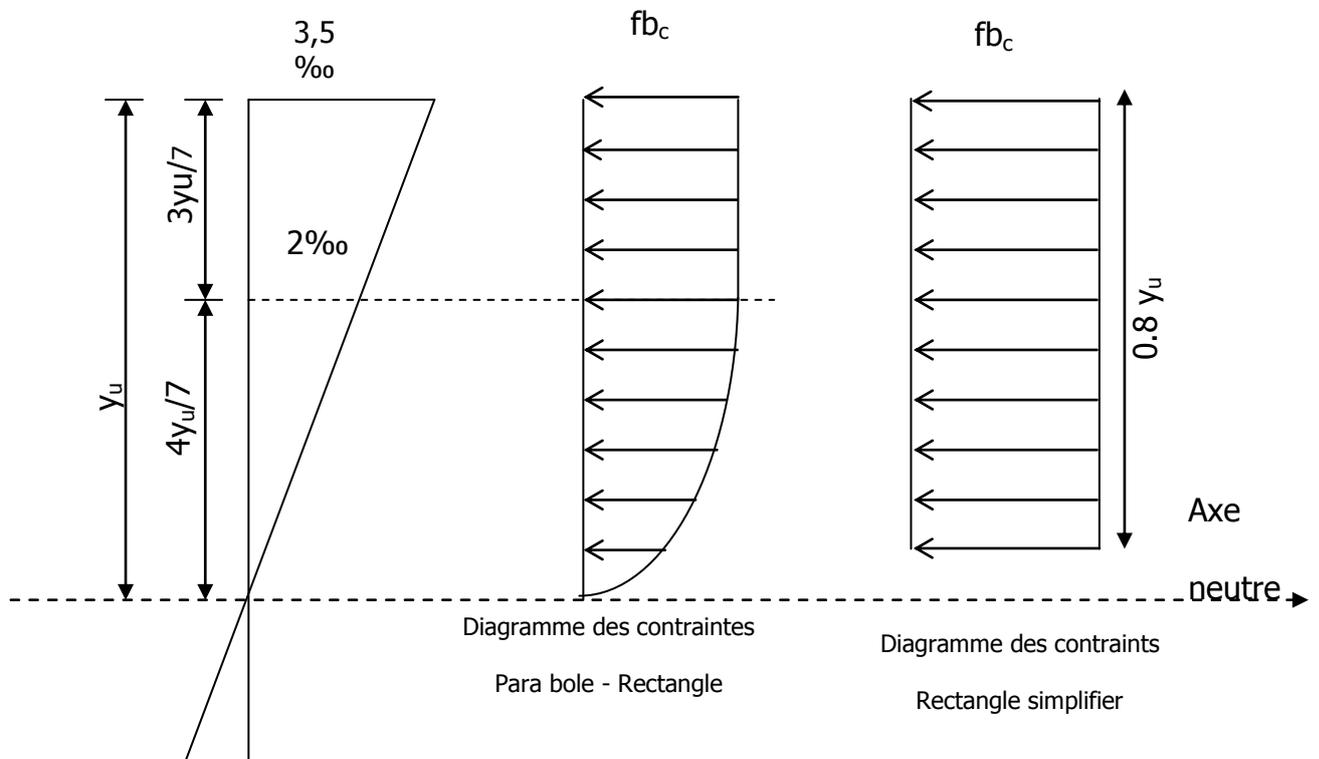


Figure 4: diagramme rectangulaire simplifié

• **État 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.

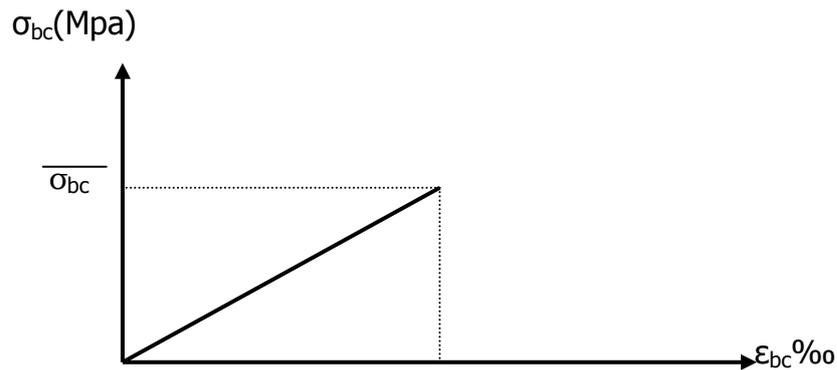


Figure 5 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La

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

a-Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d \quad \text{avec :} \quad \begin{array}{l} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array}$$

b-Coefficients de poisson

$$\nu = \frac{s_t}{s_l} = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \varepsilon_t = \frac{\Delta t}{t} : \text{déformation relative transversale} \\ \varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l} : \text{déformation relative longitudinale} \end{cases}$$

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU

$\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

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:

$$\begin{cases} E_{ij} = 3E_{vj} \\ E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \end{cases}$$

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

béton:
$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa avec fumée de silice} \end{cases}$$

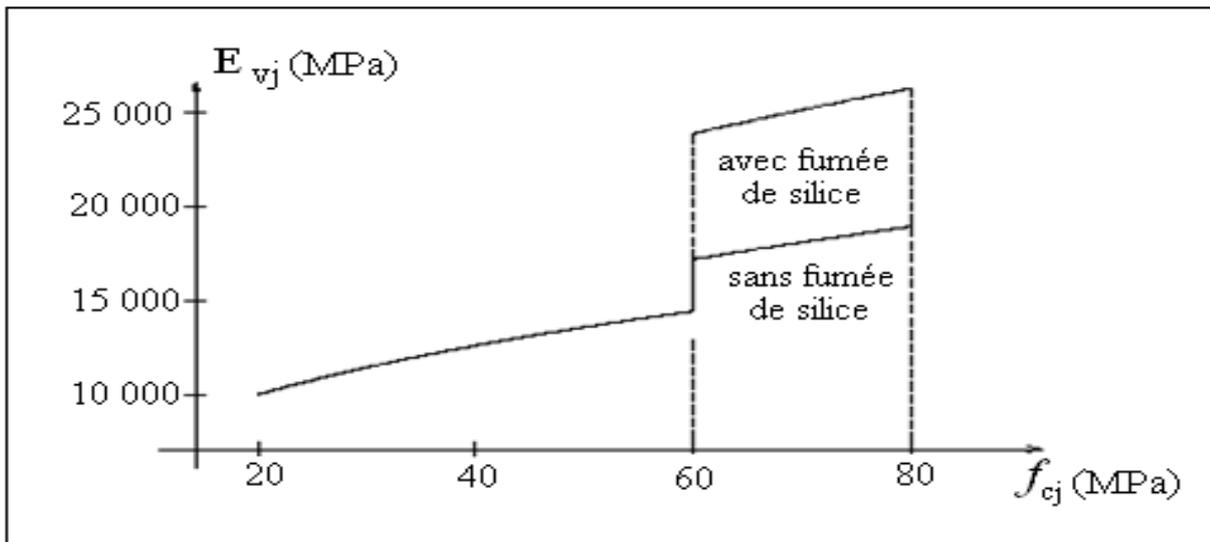


Figure 6 : Évolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance Caractéristique à la compression du béton f_{cj}

d-Module d'élasticité

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique ou il y a : proportionnalité des contraintes et des formations.

e-Module de déformation transversal

La valeur du module d'élasticité transversal G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow G = 0.417E$$

f-Fluage

Le fluage est une déformation du béton de longue durée, il dépend de certains paramètres : Résistance de béton, la charge appliquée, l'âge du béton au moment de l'application de la charge, l'humidité relative, la date d'application de la charge, les dimensions de la section... Dans les calculs relatifs aux états-limites de service, la déformation de fluage à l'instant « t » d'un béton soumis à l'âge $j=t_1-t_0$ à une contrainte constante (ϵ_{fl}) est exprimée sous la forme

$$\epsilon_{fl} = \epsilon_{ic} \cdot k_{fl}(t_1 - t_0) f(t - t_1)$$

$\left\{ \begin{array}{l} t_0 : \text{date du bétonnage} \\ t_1 : \text{date de mise en charge} \\ \epsilon_{ic} = \frac{\square_1}{E_{t28}} : \text{est la déformation conventionnelle} \\ \text{instantanée sous l'effet de la contrainte } \square_1 \end{array} \right.$

k_{fl} : est le coefetion de fluage qui dépend notamment de l'age($t_1 - t_0$) du béton ou moment au il sébit la contrainte \square_1 et $f(t - t_1)$ une fonction de la durée de chargement ($t - t_1$) exprimé en jours qui varie de 0 à 1 quand cette durée varié de 0 à l'infini

On peut également mètre ϵ_{fl} sous la forme : $\epsilon_{fl} = \epsilon_i \cdot \square (t_1 - t_0) \cdot f(t - t_1)$

Où: ϵ_i : la déformation réel instantané.

\square : Le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réel instantané :

$\square = \frac{k_{fl} \cdot E_{ij}}{E_{t28}}$ Dans les cas courant, on peut prendre $\epsilon_{fl} = \frac{\square \epsilon_i}{E_{ij}} f(t - t_1)$

La loi d'évaluation de fluage $f(t - t_1)$ est donne par la formule : $f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t-t_1}}{\sqrt{t-t_1} + 5\sqrt{r_m}}$

g-Retrait

Le retrait est le raccourcissement instantané du béton dû au départ de l'eau libre interne ; il est d'autant plus important que la pièce est de grandes dimensions.

La valeur Du retrait $\varepsilon_r(t)$ en fonction du temps peut être exprimée sous la forme :

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_{r0} r(t) \quad \text{Avec : } \varepsilon_r(t) : \text{retrait final du béton}$$

$r(t)$: une fonction du temps : de 0 à 1 quand t varie de 0 à l'infini.

À défaut de résultats expérimentaux la loi d'évolution du retrait est donnée par :

$$r(t) = \frac{t}{t+9r_m} \quad \text{Avec : } \begin{cases} t : \text{l'age du béton en jours} \\ r_m : \text{rayon moyen de la pièce} = \frac{\text{air de section du pièce}}{\text{périmètre du pièce}} \end{cases}$$

h-Dilatation

À défaut de résultats expérimentaux le Coefficient de dilatation thermique (λ) est pris égal à 10^{-5} par degré C (identique à celui de l'acier).

4.2. L'Acier

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élanements 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 %).

a-Caractéristiques mécaniques

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

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22 F _e E24	215 235	Emploi courant. Épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40 F _e E50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40 F _e TE50	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

Tableau 2 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

b-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 .

c-État 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.

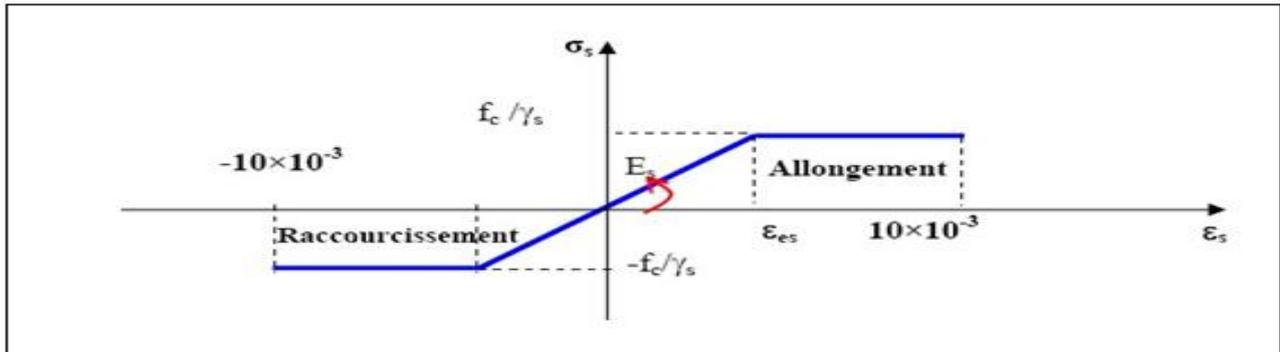


Figure 7 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :
$$\sigma_s = \frac{F_s}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

E_s : module d'élasticité / $E_s = 200000$ MPa.

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

σ_s : contrainte limite de l'acier

d-État 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 : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(0.5 F_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

η : coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les barres ronds lisses} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les barres hautes adhérences} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les files hautes adhérences } \phi \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les files hautes adhérences } \phi < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

e-Poids volumique

- -Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$
- -Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$
- -Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ KN/m}^3$

5. États limites

Selon les règles **B.A.E.L 91**, on distingue deux états de calcul :

-États limites ultimes de résistance **E.L.U.R**

-États limites de service **E.L.S**

2. E.L.U.R

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'**E.L.U.R** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

a-Hypothèses de calcul

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance du béton à la traction est négligée.
- le raccourcissement du béton est limité à:

$\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ en flexion composé.

$\varepsilon_{bc} = 2\%$ en compression simple.

- l'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc}=10\%$
- les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

Le béton en compression.

L'acier en traction et en compression.

b-Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir

:

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pivots **A**, **B** ou **C**

Compression

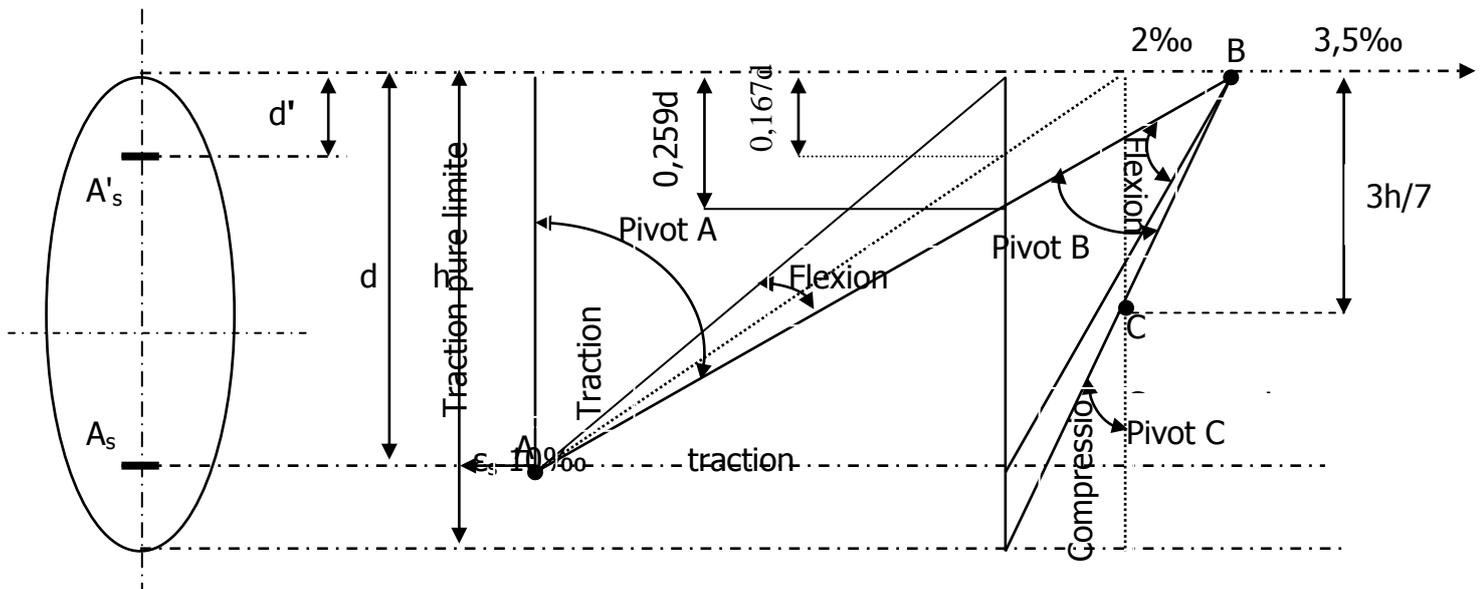


Figure 8 : Diagramme des déformations limitées de la section

- Règles des trois pivots -

Tableau 3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

consist

e à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

A-Hypothèses de calcul

- Les sections droites restent planes
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- le béton tendu est néglige
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton. $\eta = E_s/E_b=15$ «coefficient d'équivalence ».

b-Sollicitations du calcul vis-à-vis des états limites

- **État limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G+1,5Q$$

- **État limite de service**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

- **RPA**

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

- Pour les poutres :

$$G+Q \pm E$$

G : charge permanente.

$$0,8G \pm E$$

Avec: Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

- Pour les poteaux :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Chapitre I
Pré dimensionnement

I.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure: poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement. Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites (BAEL) ainsi que le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

I.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Nous avons choisi un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

a-Plancher en corps creux

Pour dimensionner le plancher a corps creux, on utilise la condition de rigidité suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$L_{\max} = 4.50\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{450}{22.5} = 20\text{cm}, \text{ on adopte un plancher de } 21\text{cm (16+5)}$$

I.3. Evaluation des charges et des surcharges

• Charges permanentes

a-Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

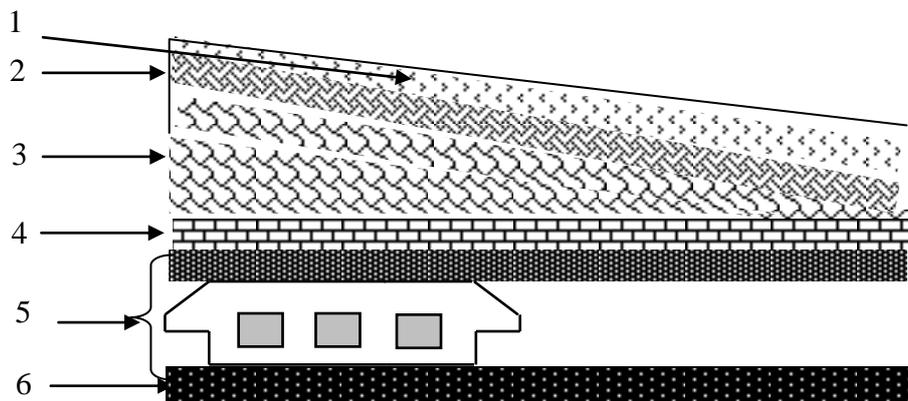


Figure I.1: Plancher terrasse

- 1- Protection en gravillons roulé (4cm) : $0,2 \times 5 = 1 \text{ KN/m}^2$
- 2- Étanchéité multicouche (2cm) = $0,12 \text{ KN/m}^2$
- 3- Forme de pente en béton léger (5cm)..... = $0,9 \text{ KN/m}^2$
- 4- Asphalté coulé sablé (2,5cm) + polystyrène = $0,66 \text{ KN/m}^2$
- 5- Plancher à corps creux + dalle de compression (16+5) cm = $2,80 \text{ KN/m}^2$
- 6- Enduit en plâtre (2cm) $0,1 \times 2 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

G= 5.68 KN/m²

b-Plancher étage courant (corps creux) :

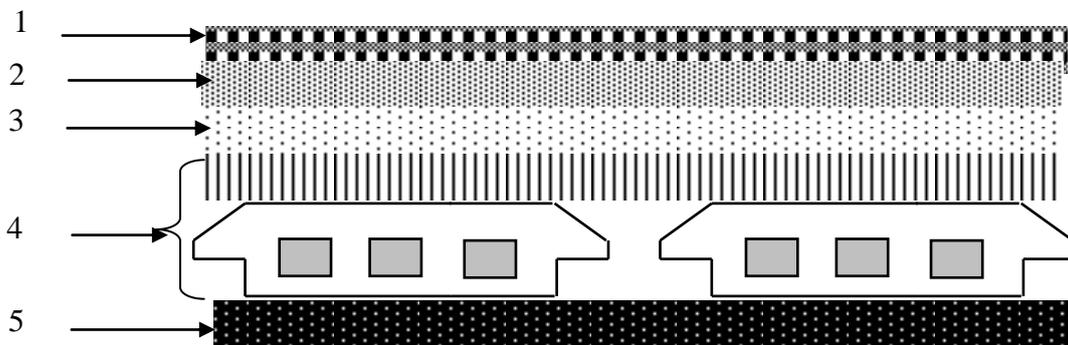
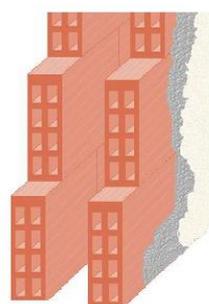
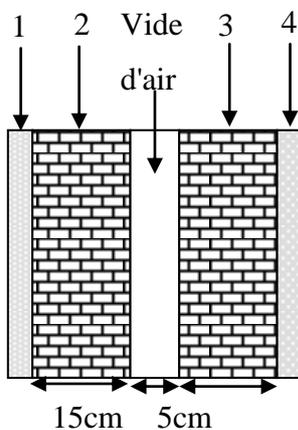


Figure I.2: Plancher étages courants

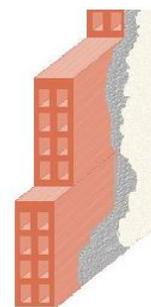
- 1- Revêtement en carrelage (2cm..... $2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- 2- Mortier de pose (2cm) $2 \times 0,22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- 3- Sable fin pour mortier (2cm) $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- 4- Plancher à corps creux (16+5cm)..... = $2,80 \text{ KN/m}^2$
- 5- Enduit en plâtre (2cm)..... $2 \times 0,1 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
- 6- Cloison en briques creuses (10 cm)..... = $0,90 \text{ KN/m}^2$

c-Murs de façade extérieurs

G = 5,1 KN/m²



Mur double cloison



Mur simple cloison

Figure I.3: Murs de façade

- Enduit extérieur en ciment (2cm).....= 0,36 KN/m²
 - Paroi en briques creuses (15cm).....= 1,30 KN/m²
 - Paroi en briques creuses (10cm).....= 0,90 KN/m²
 - Enduit intérieur en plâtre (1,5cm).....= 0,27 KN/m²
- G_m=2.83 KN/m²**

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G_m = 2,63 \text{ KN/m}^2$$

• **Charges d’exploitations**

- Surcharge du plancher terrasse inaccessible :..... Q = 1,00 KN/m²
- Surcharge des planchers a corps-creux (habitations)..... Q = 1,50 KN/m²

I.4. Loi de dégression de la surcharge d’exploitation

Puisque il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q de bas vers le haut

D’où Q : Charge d’exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ selon les règles de “**BAEL 91 modifié 99**”

Avec :

n : Nombre d’étage.

Q₀ : La charge d’exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n : Les charges d’exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas selon le tableau suivant:

Tableau I.1: loi de dégression de la surcharge d’exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	Nq ₀ =1,00	1
06	Nq ₁ =q ₀ +q ₁	2,5
05	Nq ₂ =q ₀ +0,95 (q ₁ +q ₂)	3,85
04	Nq ₃ =q ₀ +0,9 (q ₁ +q ₂ +q ₃)	5,05
03	Nq ₄ =q ₀ +0,85 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄)	6,1
02	Nq ₅ =q ₀ +0,8 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅)	7
01	Nq ₆ =q ₀ +0,75 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆)	8,5
R.D.C	Nq ₇ =q ₀ +0,71 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆ +q ₇)	10,65
S.sol	Nq ₈ =q ₀ +0,69 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆ +q ₇ +q ₈)	13,075

I.5. Pré dimensionnement des poutres

Nous avons deux types de poutres :

Poutre principale : $L_{\max}=5.00$ m

Poutre secondaire : $L_{\max}=4.90$ m

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm..} \\ h_t > 30 \text{ cm..} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \end{array} \right.$$

a-Poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 33,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm} \\ 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,20 \text{ cm} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{On prend } \mathbf{h_t = 45cm} \\ \text{On prend } \mathbf{b = 30cm} \end{array}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003) on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x45) cm²**

b-Poutres secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 490 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 32,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 49 \text{ cm} \\ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{On prend } \mathbf{h_t = 35 cm} \\ \text{On prend } \mathbf{b = 30 cm} \end{array}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm²**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,166 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

I.6 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau centrale).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

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

On a un seul types de poteaux : R.D.C jusqu'au 6^{eme} étage.

La surface afférente est donnée par $S = (1.75 + 1.75) \times (2.41 + 2.40) = 16.853 \text{ m}^2$

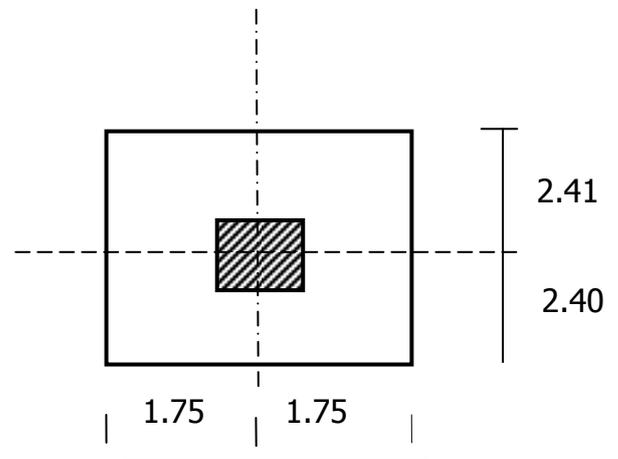


Figure I.4 : La surface afférente

a-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux

$$G_t : G \times S = 5.68 \times 16.835 = 95.62 \text{ KN}$$

$$G_c : n \times G \times S = (7 \times 5.1 \times 16.835) = 601.00 \text{ KN}$$

Avec n = le nombre de niveaux au-dessus du poteau

b-Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1.1 \times (95.6228 + 601.00) = 766.295 \text{ KN}$$

$$NQ = 1.1 \times 13.075 \times 16.835 = 242.222 \text{ KN}$$

$$Nu = (1.35 \times 766.295) + (1.5 \times 242.222) = 1397.83 \text{ KN}$$

c-Détermination de λ

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

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élancement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement par son

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

On a: $L_0=5,1$ m; $L_f = 0,7 \times 5,1 = 3,57$ m

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{375}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{375}{0,289.50} = 24.705\text{cm}$$

On prend : **a = 45 cm**

d-Détermination de b

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite

$$B_r = (40-2) \times (b-2) = 38 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0,7\% [38(b-2)] = 0,266 (b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{375}{0,289 \times 50} = 30,882 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/40)^2] \qquad \alpha = 0,75$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(30,882/40)^2]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MP} ; f_c = 400 \text{ MP} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,735 \left[\frac{43(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,266(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$b \geq 22.98\text{cm}$$

Donc : on prend b = 45cm.

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

$\min (a, b) = 40\text{cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$\min (a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{510}{20} = 25,5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 0,25 < 1 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Donc : **a = b = 45 cm**

e-Conclusion

On adopte une section de **(40x40) cm²** pour les types des poteaux pour des raisons sécuritaires.

I.7 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

7.1-Pré-dimensionnement :

1. a-Pour Sous-sol :

$$\begin{cases} e \geq \max \left(\frac{h_g}{22} ; 15 \right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_g}{22} \rightarrow e \geq \frac{510}{22} \rightarrow e \geq 25,5 \text{ cm}$$

On adopte des voiles d'épaisseur **e = 30 cm**.

1. b-Pour RDC et le reste des étages

$$\begin{cases} e \geq \max \left(\frac{h_g}{22} ; 15 \right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_g}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 15,30 \text{ cm}$$

On adopte des voiles d'épaisseur **e = 20 cm**.

I.8 -Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Tableau I.2: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
Sous-sol	45 X 45	30 X 45	30 X 35	30
R.D.C.	45 X 45	30 X 45	30 X 35	20
01	40 X 40	30 X 45	30 X 35	20
02	40 X 40	30 X 45	30 X 35	20
03	40 X 40	30 X 45	30 X 35	20
04	35 X 35	30 X 45	30 X 35	20
05	35 X 35	30 X 45	30 X 35	20
06	35 X 35	30 X 45	30 X 35	20
Terrasse	/	30 X 45	30 X 35	/

Chapitre II
Calcul des planchers

II.1 Introduction

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux.
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Type de plancher à étudier :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 24 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16cm.

Epaisseur de la dalle de compression = 5 cm.

II.2 Calcul du plancher à corps creux

II.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont disposés perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t = 16 \text{ cm}$
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 5 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

a-Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0$ (1)

On a : $L = 3,66 \text{ m}$; $l_1 = 0,65 \text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right) =$$

$$\min (b_1 \leq 255 \text{ cm} ; b_1 \leq 36,6 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65 \text{ cm}$

b-1^{ier} phase (avant le coulage de la dalle de compression)

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent iso statiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge

due à l'ouvrier ($Q = 1 \text{ kN/m}^2$). Ces charges engendrent un moment fléchissant ($M_0 = ql^2/8$), les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation, d'où la nécessité d'un étaielement à mi-travée pour diminuer le moment fléchissant.

b.1-Evaluation des charges et calcul des combinaisons

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $0,2 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/m}$

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,61 \text{ kN/m}$

Donc : $G = 0,77 \text{ kN/m}$

- Surcharges d'exploitations :

Une surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/m}$

- Les combinaisons et les efforts :

Le calcul se fait à l'E.L.U et la vérification à l'E.L.S :

E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q)0,65 = 1,65 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1,65 \times 3,66^2}{8} = 2,67 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,65 \times 3,66}{2} = 3,02 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$q_s = (G + Q)0,65 = 1,15 \text{ kN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,15 \times 3,66^2}{8} = 1,92 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,15 \times 3,66}{2} = 2,10 \text{ kN.m}$$

b.2-Ferraillage de la poutrelle

On a : $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$; $h = 5 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,76 \times 10^3}{12 \times 4,5^2 \times 14,17} = 0,80 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$\mu > \mu_r \rightarrow$ Ça veut dire que les armatures comprimées sont nécessaires, mais elles sont difficiles à mettre en place de par la faible épaisseur de la poutrelle, la solution est de mettre des étaies la poutrelle pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

c- 2^{ème} phase (après le coulage de la dalle de compression)

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithique et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

Tableau II.1 : Combinaison des charges.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_s (kN/ml)
Plancher S.sol	3,315	1,625	6,91	4,94
Plancher RDC et Plancher étage courant	3,315	3,25	5,959	6,565

II.2.2 Méthode de calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

II.2.2.1 Méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire
 $Q \leq \max (2G ; 5kN/m^2)$
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a-Principe de calcul des moments

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.

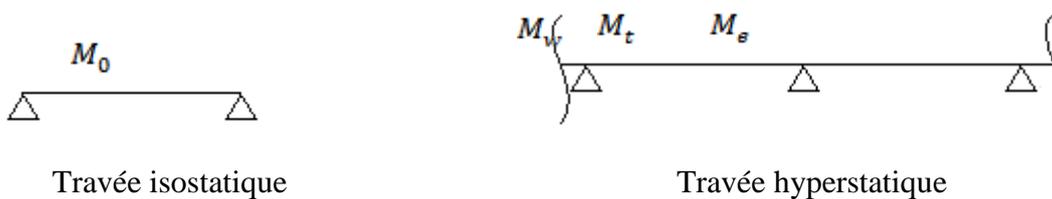


Figure II.1 : Schéma explicatif.

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

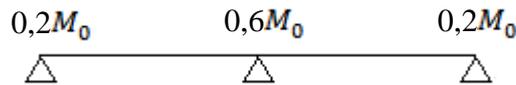
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Figure II.2 : Schémas explicatifs.

b-Principe de calcul de l'effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

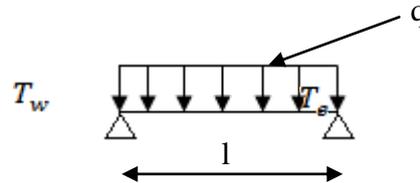
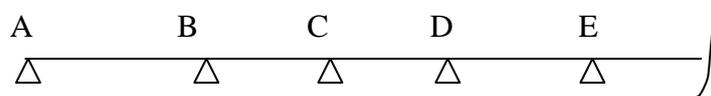


Figure II.3 : Schéma explicatif.

c-La méthode forfaitaire modifiée

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

c.1) Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)

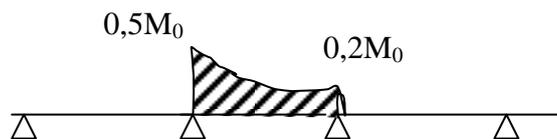


Figure II.4 : Schéma explicatif.

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

c.2-cas d'une travée de rive

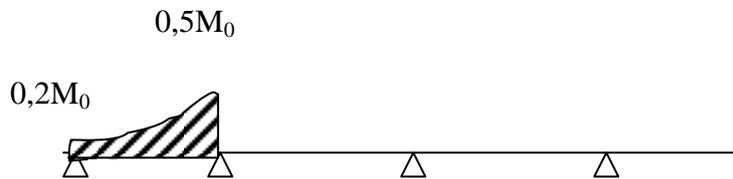


Figure II.5 : Schéma explicatif.

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

II.2.2.2 Méthode des trois moments

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

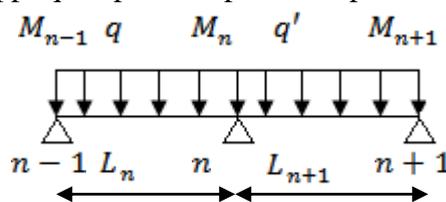


Figure II.6 : Schéma explicatif.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

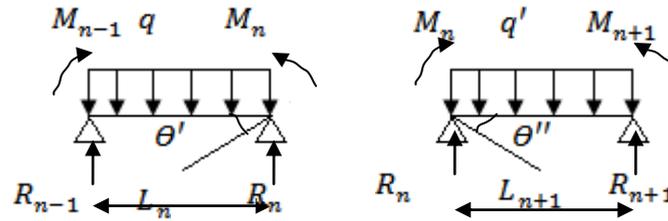


Figure II.7 : Schéma explicatif.

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

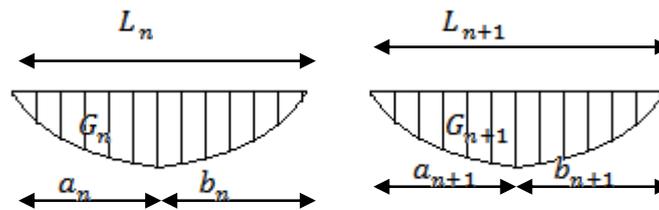


Figure II.8 : Schéma explicatif.

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta''$$

$$= \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1})$$

$$= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

II.2.3 Calcul des poutrelles des planchers Sous sol, RDC, les étages courants

II.2.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

1. La surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant : $G = 5,1 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,2 \text{ kN/m}^2$; Condition vérifiée.

2. Poutres à inerties transversales constantes ; Condition vérifiée.

3. $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$; $\frac{3,50}{3,50} = 1$; Condition non vérifiée.

4. Fissuration peu préjudiciable :

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur les planchers des étages courant.

II.2.3.2 Les type de poutrelles

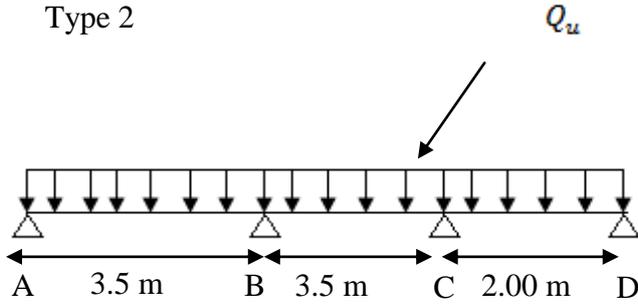
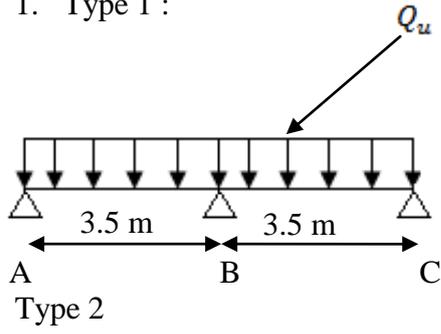
Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{ kN/m} \\ Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/m} \end{array} \right. \text{ Donc : } \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 6,91 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,94 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

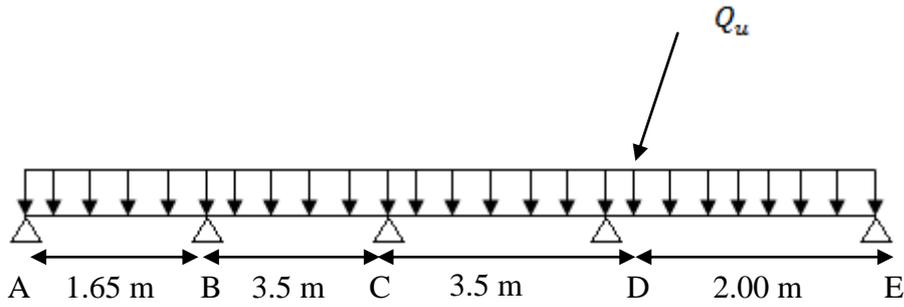
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3,25}{3,25 + 3,315} = 0,49$$

Notre construction comporte 7 types des poutrelles :

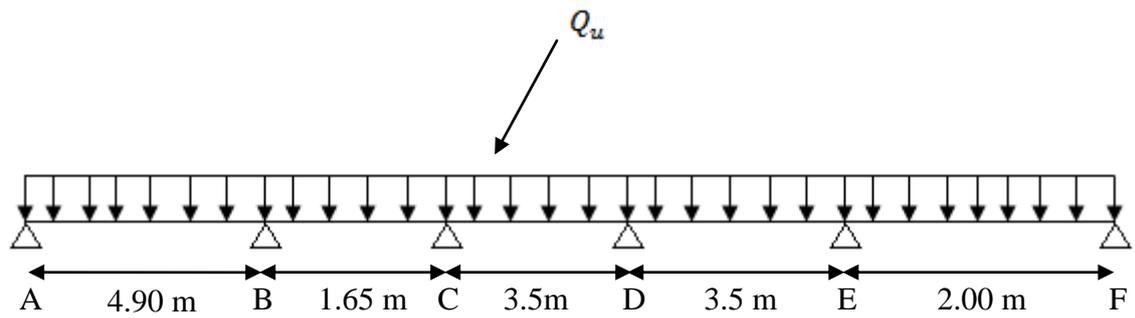
1. Type 1 :



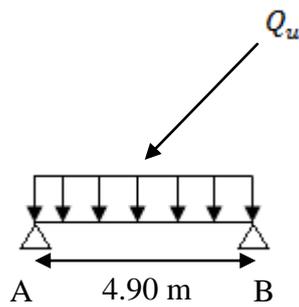
Type 3 :



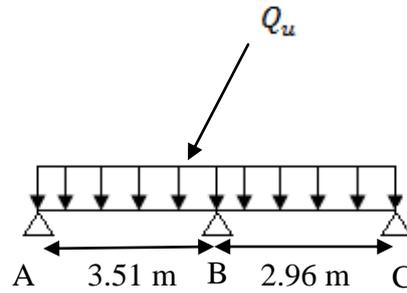
Type 4 :



Type 5 :



Type 6:



Type 7 :

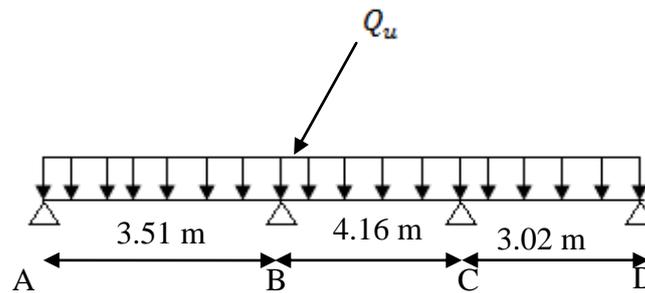


Figure II.9 : Schéma des poutrelles.

II.2.3.3 Calcul des sollicitations

$$Q_u = 6,91 \text{ kN/m et } Q_{ser} = 4,94 \text{ kN/m}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} & M_t (1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 & M_t (2) \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} & M_t (1) \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 & M_t (3) \end{cases}$$

$$\text{On a : } \alpha = 0,22 ; \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,066 > 1,05 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,266 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \end{cases}$$

II.2.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 3

a- Les coefficients forfaitaire de la poutrelle type 3

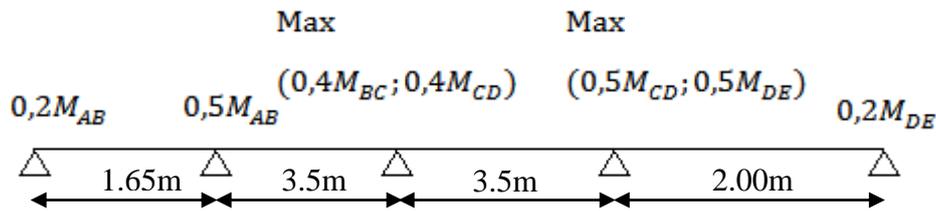


Figure II.10 : Schéma explicatif.

b- Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants suivant E.L.U et E.L.S

Les travées AB – BC – CD seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée DE ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times 3,315 = 4,47 \text{ kN/m}$$

1. Cas des charges minimales sur la travée AB :

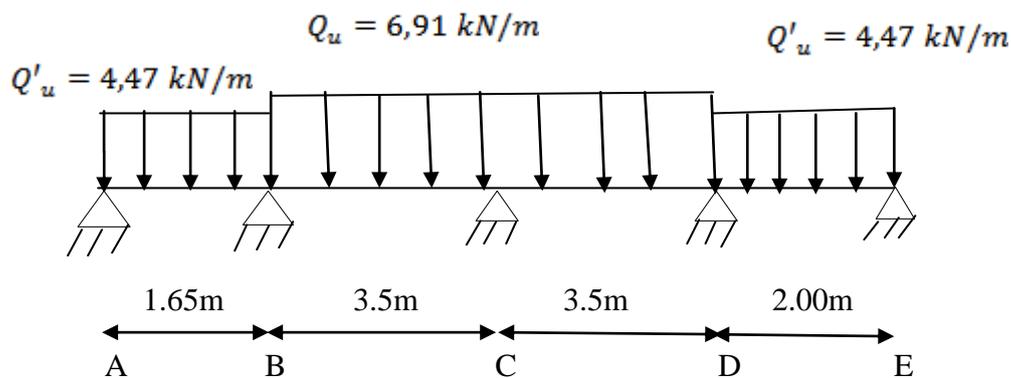


Figure II.11 : Schéma cas particulier de la méthode forfaitaire.

- Moment isostatique et moments sur appuis :

$$\begin{cases} M_{0AB} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,47 \times 1,65^2}{8} = 1,52 \text{ kN.m} \\ M_B = 0,5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 5,29 \text{ kN.m} \\ M_A = 0,2 M_{0AB} = 0,304 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée particulière AB :

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q'_u \times l_{AB}} = \frac{1,65}{2} + \frac{0,304 - 5,29}{4,47 \times 1,65} = 0,14 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times X(l_{AB} - X)}{2} - M_B \left(1 - \frac{X}{l_{AB}}\right) - M_A \left(\frac{X}{l_{AB}}\right) \\
 &= \frac{4,54 \times 0,14 \times (1,65 - 0,14)}{2} - 0,304 \left(1 - \frac{0,14}{1,65}\right) - 5,29 \left(\frac{0,14}{1,65}\right) \\
 &= -0,246 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

2. Cas des charges maximales sur la travée AB :

$$Q'_u = 6,91 \text{ kN/m}$$

$$Q'_u = 6,91 \text{ kN/m}$$

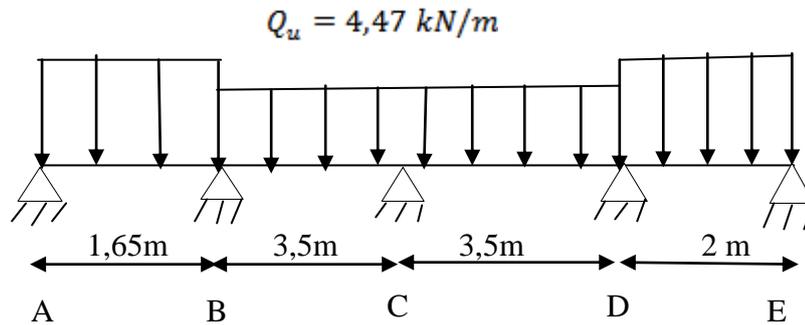


Figure II.12 : Schéma cas particulier de la méthode forfaitaire.

- Moment isostatique :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6,91 \times 1,65^2}{8} = 2,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = M_{0CD} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,47 \times 3,5^2}{8} = 6,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,65^2}{8} = 6,85 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_B = 0,5 \min(M_{0AB} ; M_{0BC}) = 1,175 \text{ kN.m}$$

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 0,47 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée particulière DE :

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_u \times l_{AB}} = \frac{1,65}{2} + \frac{0,47 - 1,175}{6 \times 1,65} = 0,76 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times X \times (l_{AB} - X)}{2} - M_B \left(1 - \frac{X}{l_{AB}}\right) - M_A \left(\frac{X}{l_{AB}}\right) \\
 &= \frac{6 \times 0,76 \times (1,65 - 1,06)}{2} - 0,47 \left(1 - \frac{0,76}{1,65}\right) - 1,175 \left(\frac{0,76}{1,65}\right) \\
 &= 1,542 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{AB} = 1,542 \text{ kN.m} \\ M_B = 1,175 \text{ kN.m} \\ M_A = 0,47 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \text{et } M_0 = 2,35 \text{ kN.m}$$

c) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

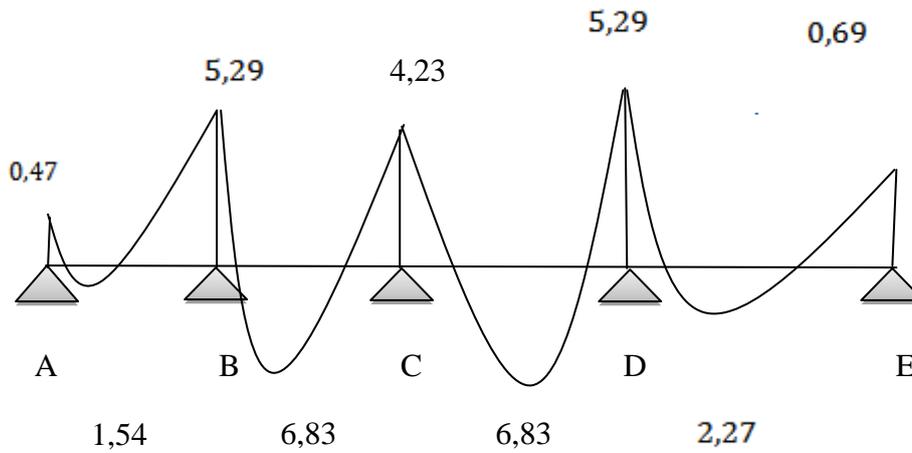


Figure II.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U.

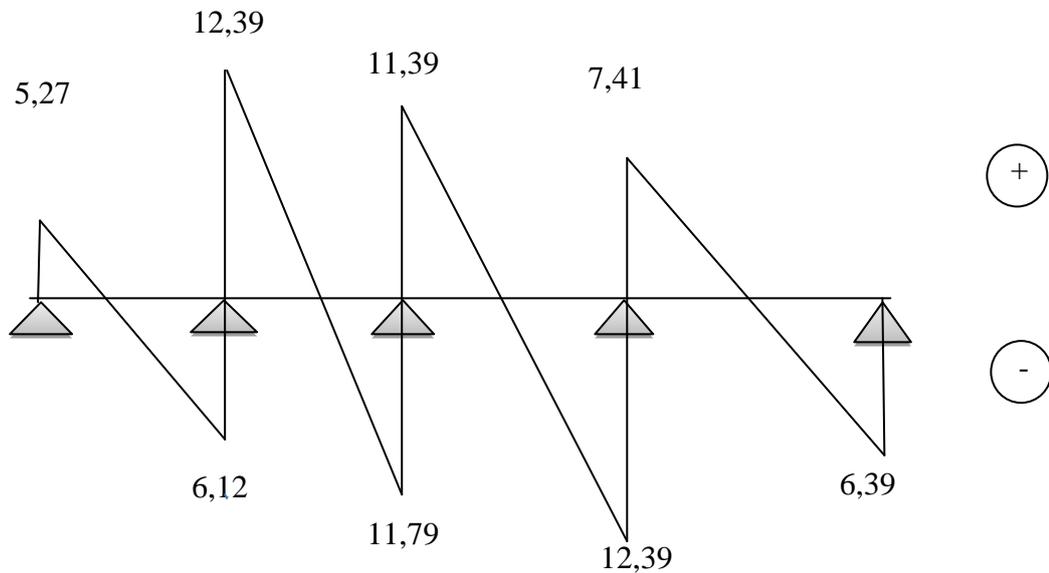


Figure II.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U.

Les résultats trouvés sont notifiés dans les tableaux suivant :

Tableau II.2 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1.

	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S				
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
	A-B	3.5	10.58	7.36	2.116	6.348	10.88	13.30	7.56	5.261	1.512	4.536
	B-C	3.5	10.58	7.36	6.348	2.116	- 13.30	- 10.88	7.56	5.261	4.536	1.512

Tableau II.3 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me	
02	A-B	3.5	10.58	8.43	2.116	5.29	11.18	- 12.99	7.56	6.025	1.512	3.08	
	B-C	3.5	10.58	6.84	5.29	5.29	12.09	- 12.09	7.56	4.89	3.78	3.78	
	C-D	2	Min	2.237	0.025	5.29	0.447	6.89	- 2.053	1.65	0.0512	3.78	0.33
			Max	3.455	2.266	1.727	0.691	7.428	- 6.392	2.47	1.62	1.235	0.494

Tableau II.4 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me	
03	A-B	1.65	Min	1.52	- 0.24	0.304	5.29	0.67	- 0.71	1.128	- 0.174	0.225	3.78
			Max	2.35	1.54	0.47	1.175	5.27	- 6.128	1.68	1.103	0.336	0.84

	B-C	3.5	10.5 8	6.83	5.29	4.23 2	12.3 9	- 11.7 9	7.56	4.88	3.78	3.02 4
	C-D	3.5	10.5 8	6.83	4.23 2	5.29	11.3 9	- 12.3 9	7.56	4.88	3.02 4	3.78
	D-E	2	Min	2.23 7	0.02 5	5.29	0.44 7	6.89	- 2.04 8	1.65 7	- 0.02	3.78
Max			3.45 5	2.27	1.72 7	0.69 1	7.41	- 6.39	2.47	1.63 3	1.23 5	0.49 4

Tableau II.5 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 4

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me	
Type de Poutrelle 04	A-B	4.9	20.3 7	15.4 6	4.41 6	10.3 6	15.6 6	- 18.1 9	14.8 2	11.0 5	2.96 4	7.41	
	B-C	1.6 5	Min	1.52 1	- 4.23	10.3 6	4.23 2	7.40	0.02 6	1.12 8	- 3.01 4	7.41	3.02 4
			Max	2.35	1.29 6	1.17 5	0.94	5.84	- 5.55	1.68	0.92 6	0.84	0.67 2
	C-D	3.5	10.5 8	7.36	4.23 2	4.23 2	12.0 9	- 12.0 9	7.56	5.26	3.02 4	3.02 4	
	D-E	3.5	10.5 8	6.83	4.23 2	5.29	11.7 9	- 12.3 9	7.56	4.88	3.02 4	3.78	
	E-F	2	Min	2.23 5	0.02	5.29	0.44 7	6.89	- 2.04 8	1.65	0.05 2	3.78	0.33
			Max	3.45 5	2.26 6	1.72 7	0.69 1	7.42	- 6.39 2	2.47	1.62	1.23 5	0.49 4

Tableau II.6 : Les sollicitations que subit les poutrelles des types 5 ;6 ;7

Type de Poutrelle	Travée	L(m)		E.L.U					E.L.S				
				M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
05	A-B	3.63		11.38	9.164	2.278	2.278	12.54	-12.54	8.136	6.508	1.627	1.627
	B-C	2.96		7.56	4.89	6.38	1.512	11.87	-8.58	5.41	2.69	4.56	1.089
06	A-B	3.51		10.64	6.89	2.128	7.47	10.6	-13.64	7.60	4.89	1.52	5.34
	B-C	4.16		14.94	8.90	7.47	7.47	14.37	-14.37	10.68	5.85	5.34	5.34
	C-D	3.02	Min	5.09	1.363	7.47	1.018	8.88	-4.61	3.77	1.081	5.34	0.754
Max			7.87	5.17	3.935	1.574	11.21	-965	5.63	3.7	2.812	1.126	

$$\begin{cases} M_{t \max} = 15,46 \text{ kN.m} \\ M_{rives \max} = 4,41 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 10,36 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 15,66 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t \max} = 11,05 \text{ kN.m} \\ M_{rives \max} = 2,96 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 7,41 \text{ kN.m} \end{cases}$$

II.2.3.4 Calcul du ferrailage

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées

en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$;
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 5 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 21 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0,9h_t = 18,9 \text{ cm}$;
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

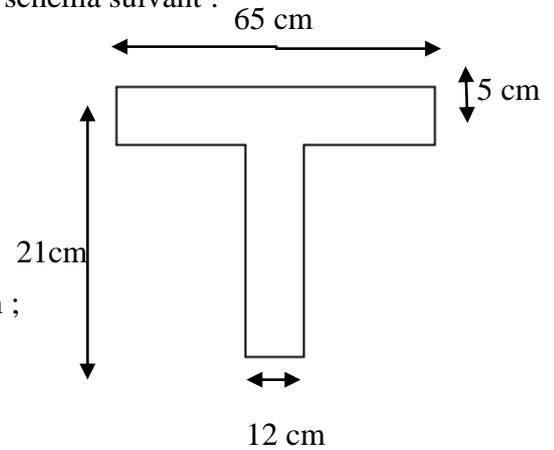


Figure II.15 : Géométrie de la poutrelle.

II.2.3.4.1 Calcul des armatures longitudinales

1. En travée :

On doit calculer le moment d'équilibre de la table M_t , pour déterminer la position de l'axe neutre.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,17 \times \left(\frac{18,9 - 5}{2} \right) \times 10^{-3} = 32 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{max}} = 15,46 \text{ kN.m} < M_t = 32 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t)$ = $(65 \times 21) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t_{max}} = 15,46 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t_{max}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,46 \times 10^3}{65 \times 18,9^2 \times 14,17} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$; β est tirée du tableau.

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,46 \times 10^5}{0,976 \times 18,9 \times 348} = 2,40 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 5 \times \left(21 - \frac{5}{2} \right) \right) + \left(12 \times (21 - 5) \times \left(\frac{21 - 5}{2} \right) \right)}{(65 \times 5) + (12 \times (21 - 5))} = 14,25 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 14,25 = 6,75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,75^3) - ((65 - 12) \times (6,75 - 5)^3)}{3} + \frac{12 \times (21 - 6,75)^3}{3}$$

$$= 6568,83 + 11574,56 = 18143,39 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{18143,39 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 18,9 \times 400} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2,40 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,29 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 3T12 ; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

2. Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,36 \times 10^3}{65 \times 18,9^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,031 \rightarrow \beta = 0,9845$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,36 \times 10^3}{0,9845 \times 18,9 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{18143,39 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 6,75 \times 400} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 1,59 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,29 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

On prend : 2T12 ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

3. Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (65 x 18,9) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,41 \times 10^3}{65 \times 18,9^2 \times 14,17} = 0,0016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,0016 \rightarrow \beta = 0,992$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,41 \times 10^3}{0,992 \times 18,9 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{18143,39 \times 2,10}{0,81 \times 21 \times 6,75 \times 400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,82 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée ,

On prend : 2T10 ; $A_s = 1,37 \text{ cm}^2$

II.2.3.4.2 Vérification à l'E.L.S

a-Position de l'axe neutre

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) &= 0 \rightarrow 32,5y^2 + 34,2y - 760,9 = 0 \\ \rightarrow y &= 4,10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$y = 4,10 \text{ cm} > h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ On utilise la formule suivante :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 + [(b - b_0)h_0 + 15(A + A')]y - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15(Ad + A'c') \right] &= 0 \\ \rightarrow 32,5y^2 + 300,25y - 103834,25 &= 0 \rightarrow y = 2,15 \text{ cm} \end{aligned}$$

b-Moment d'inertie

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 2,15^3}{3} + (15 \times 2,15 \times (18,9 - 2,15)^2) \\ &= 9263,47 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

c-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,05 \times 10^3}{9263,47} \times 2,15 = 2,56 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d-Vérification de la flèche

$$f_l = \frac{l}{500}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0 y^3 ; \text{Théorème de Huygens}$$

	X	Y
G_1	0,325	0,08
G_2	0,325	0,185

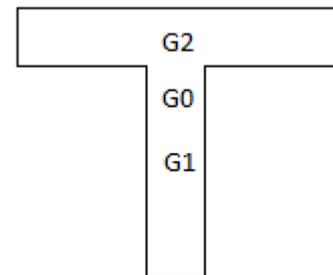


Figure II.16 : C.d.G de la poutrelle.

$$\begin{aligned} I &= \frac{bh_0^3}{12} + ((bh_0) \times G_2 G_0^2) + \left(\frac{b_0 H_0^3}{12}\right) + ((b_0 H) \times G_0 G_1^2) \\ &= \left(\frac{0,65 \times 0,05}{12} + ((0,65 \times 0,05) \times 0,325^2)\right) \\ &\quad + \left(\left(\frac{0,12 \times 0,21^3}{12}\right) + ((0,12 \times 0,21) \times 0,185^2)\right) \\ &= 0,000955 + 0,00614 = 7,09 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} ; M_{ser} = 11,05 \text{ kN.m}$$

$$f_e = \frac{M_{ser} \times l^2}{9,6EI} = \frac{11,05 \times 10^{-3} \times 4,90^2}{9,6 \times 32164,19 \times 3,53 \times 10^{-4}} = 0,0024 \text{ m} = 0,24 \text{ cm}$$

$$f_l = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ cm}$$

$$f_e < f_l ; \text{Condition vérifiée.}$$

e-Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{15,66 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

II.2.3.4.3 Les armatures transversales A_t

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L\right) = \min(6 ; 12 ; 10) ; \text{ On trouve } \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

a-Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(17,01 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 17,01 \text{ cm}$$

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

b-La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_s}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_s = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

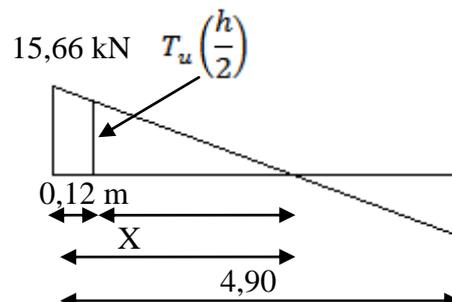


Figure II.17: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcule la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_g}{q \times L} = \frac{4,90}{2} + \frac{2,96 - 7,41}{3,315 \times 4,90} = 2,17 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,21}{2} = 0,105 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,66 \times (2,17 - 0,105)}{2,17} = 14,90 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,90 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,65 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,65 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 400} = 7,66 \times 10^{-4} \text{ cm} \quad (2)$$

c-Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_s}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_s}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,325 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_s}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_s} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{400} = 0,012 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,012$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,012 \times 15 = 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_t; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

d-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{7,41}{0,9 \times 18,9 \times 10^{-2}} = 43,56 \text{ kN}$$

$F_u = 43,56 \text{ kN} > T_u = 16,96 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

e-Compression de la bielle d'about

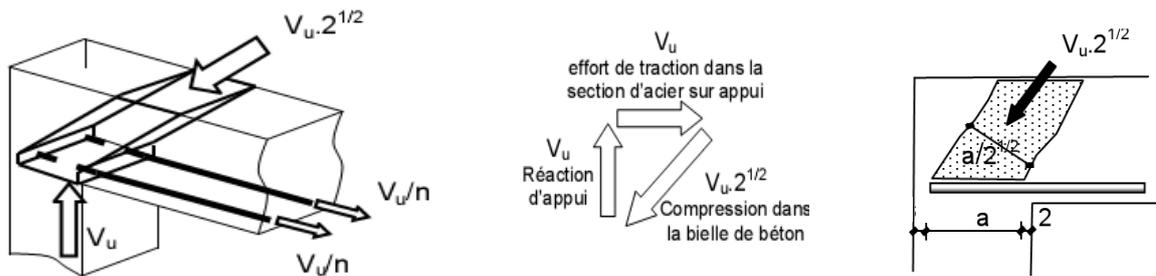


Figure II.18 : Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,90 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0186 \text{ m} = 1,86 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 5 \text{ cm} ; a' = 45 \text{ cm} - 2 = 43 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

a

$$= \min(38 \text{ cm} ; 17,01 \text{ cm})$$

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$= 17,01 \text{ cm} ; a$$

c' : L'enrobage.

F-Entraînement des armatures

F.1-Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 14.90 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,90 \times 10^3}{17,01 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

F.2-Ancrage des armatures tendues

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_s}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

F.3-Vérification de la flèche

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{21}{490} = 0,042 \geq 0,044 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{165} = 0,127 \geq \frac{11,05}{15 \times 7,41} = 0,099 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_s} \Rightarrow \frac{1,13}{12 \times 18,9} = 0,0049 \leq \frac{2,35}{400} = 0,0058 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.2.4 Calcul des poutrelles du plancher les étages courants et RDC

Tableau II.7 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1.

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
01	A-B	3.5	14.3	10.6	2.8	8.5	31.0	-	2.8	7,	2.00	6.02
			1	9	6	8	9	17.9	6	5	9	7
01	B-C	3.5	14.3	10.6	8.5	2.8	17.9	-	2.8	7,	6.02	2.00
			1	9	8	6	9	31.0	6	5	7	9

Tableau II.8 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
02	A-B	3.5	14.3	11.	2.86	7.15	15.1	-	10.0	8.0	2.00	5.02
			1	40	2	5	3	17.5	45	06	9	2
02	B-C	3.5	14.3	9.2	7.15	7.15	16.3	-	10.0	6.4	5.02	5.02
								16.3				

				1	5	5	5	6	6	45	9	2	2
C-D	2	Min	2.235	-0.302	7.155	0.447	7.82	-1.116	1.65	-0.19	5.022	0.33	
		Max	4.675	1.81	2.33	0.93	10.04	-8.65	3.28	2.66	1.64	0.656	

Tableau II.9 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3

Type de Poutrelle	Travée	L(m)		E.L.U						E.L.S			
				M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
		03	A-B	1.65	Min	1.52	1.33	0.304	7.155	-0.46	-7.83	1.128	
Max	3.18				2.086	0.446	1.115	7.136	-8.29	2.23	1.465	0.446	1.115
B-C	3.5		14.31	9.97	7.155	5.724	15.05	-17.66	10.045	7	5.02	4.016	
C-D	3.5		14.31	9.97	5.724	7.155	17.66	-15.05	10.045	7	4.016	5.02	
D-E	2		Min	2.235	2,55	7.155	0.447	7.82	-1.116	1.65	1,15	5.02	0.33
			Max	4.675	3.05	2.33	0.935	10.04	-8.65	3.28	2.15	1.64	0.658

Tableau II.10 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 4

Type de Poutrelle	Travée	L(m)		E.L.U						E.L.S			
				M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
A-B	4.9	28.06	13.18	5.216	14.03	21.18	-24.6	19.68	15.68	3.936	9.84		

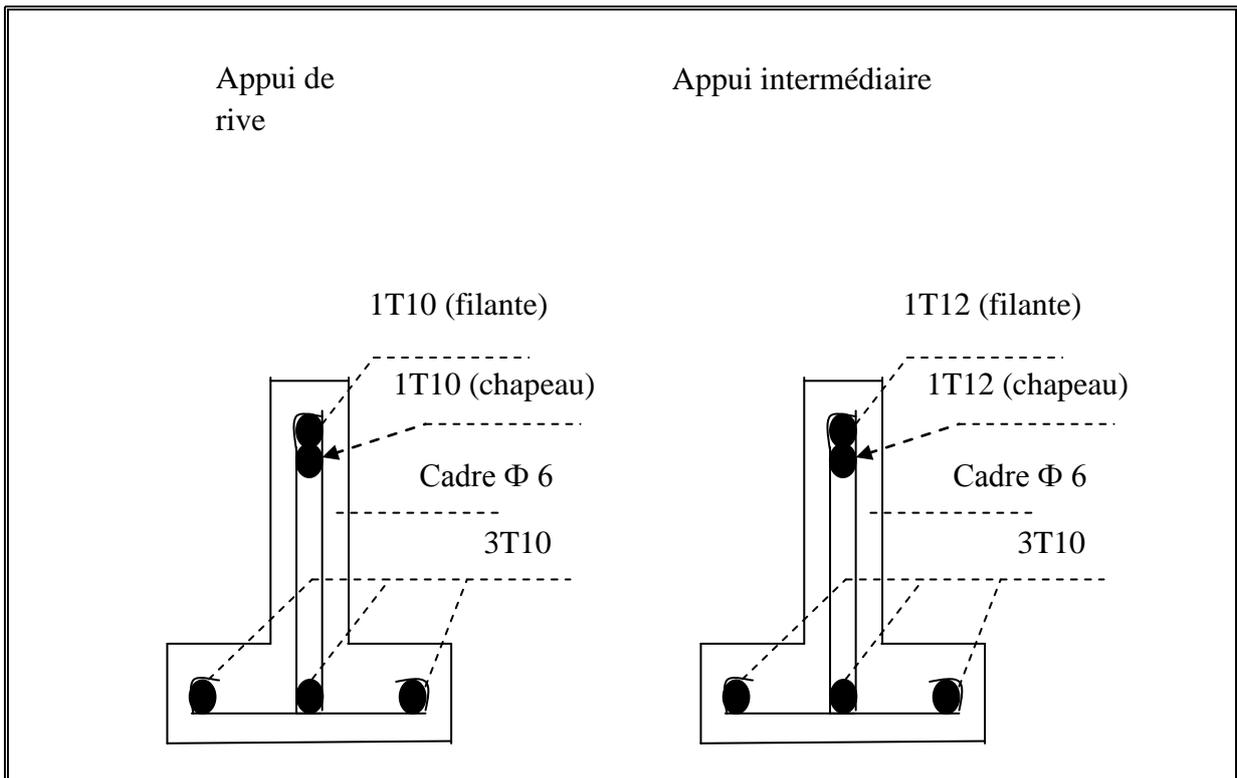
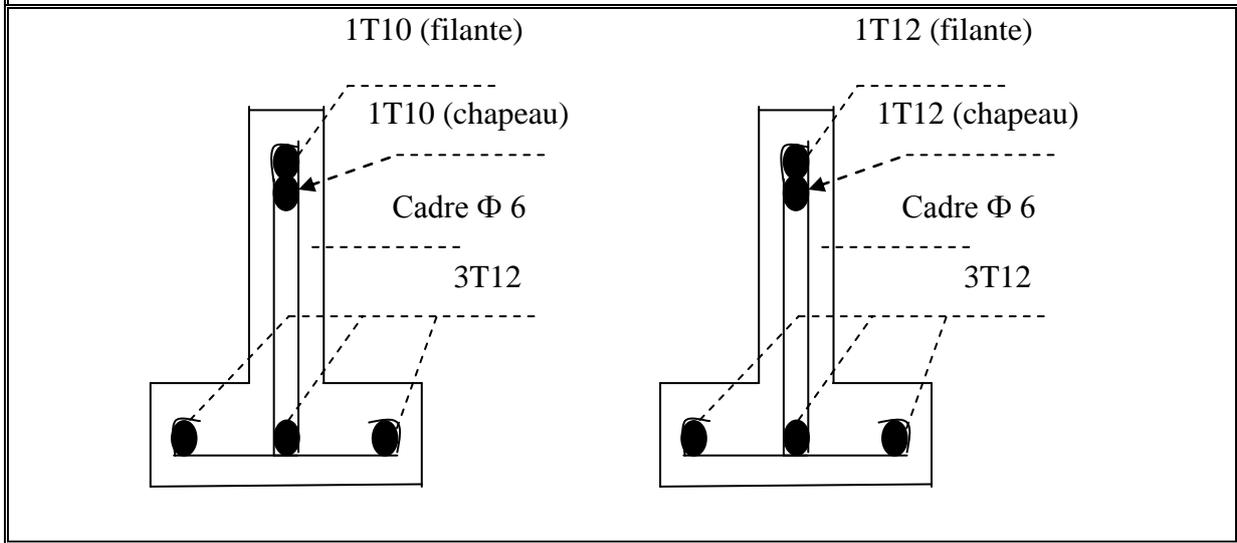
04								25					
	B-C	1.65	Min	1.52	-5.50	14.03	5.724	8.72	1.34	1.128	-3.926	9.84	4.018
			Max	3.18	1.76	1.59	1.272	7.90	-7.52	2.23	1.229	1.115	0.892
	C-D	3.5		14.31	10.68	5.724	5.724	16.36	-16.36	10.045	7.5	4.018	4.018
	D-E	3.5		14.31	9.97	5.724	7.155	15.95	-16.77	10.045	7.01	4.018	5.022
	E-F	2	Min	2.235	-0.304	7.155	0.447	7.824	-1.116	1.65	-0.586	5.022	0.825
Max			3.28	5.30	2.337	0.935	10.051	-8.64	3.28	3.98	1.64	0.656	

Tableau II.11 : Les sollicitations que subit les poutrelle des types 5 ;6 ;7

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	Tw	Te	M ₀	M _t	M _w	M _e
05	A-B	3.63	15.57	12.456	3.114	3.114	16.97	-16.97	10.80	8.64	2.16	2.16
06	A-B	3.51	14.39	10.47	2.878	8.634	14.76	-18.04	10.10	4.19	2.02	6.06
	B-C	2.96	10.24	6.40	8.634	2.048	16.06	-11.613	7.18	4.48	6.06	1.436

Type de Poutrelle 07	A-B	3.51	14.39 9	10.01	2.87 8	10.11	14.34	- 18.46	10.1 0	7.02	2.02	7.09 5
	B-C	4.16	20.22	13.08	10.0 1	10.01	19.44 8	- 19.44 8	14.1 9	9.18	7.09 5	7.09 5
	C-D	3.0 2	Mi n	5.096	0.493	10.0 1	1.019 2	9.75	-3.73	3.79 9	0.92 6	7.09 5
Ma x			10.65	7.23	4.83	2.13	7.25	-8.43	7.47	5.15	3.58 5	1.49 4

Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher sous sol et les étages courants



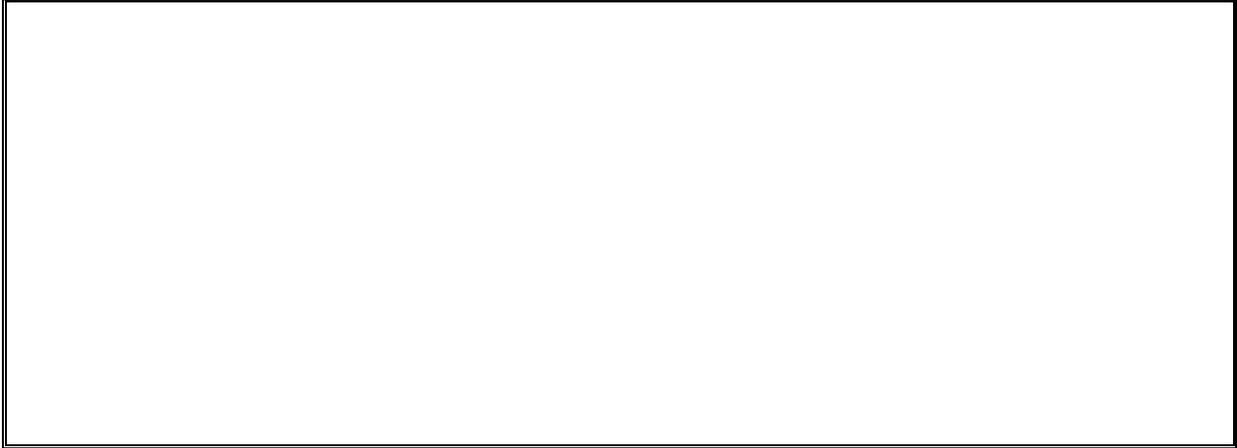


Figure II.19 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

II.2.5 Calcul des poutrelles du plancher terrasse

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$\begin{aligned} (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1) \end{aligned}$$

II.2.5.1 Les type de poutrelles

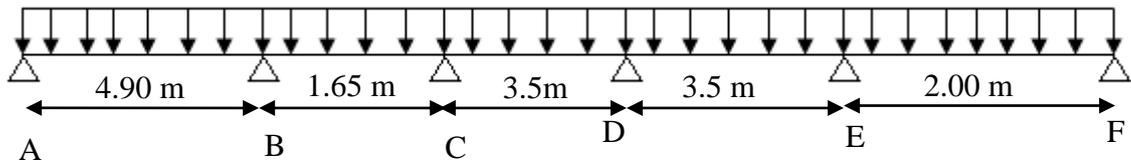
Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 5,68 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 5,95 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 4,34 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Notre plancher terrasse comporte 4 types de poutrelles :

Type $Q_u = 5,95 \text{ kN/m}$



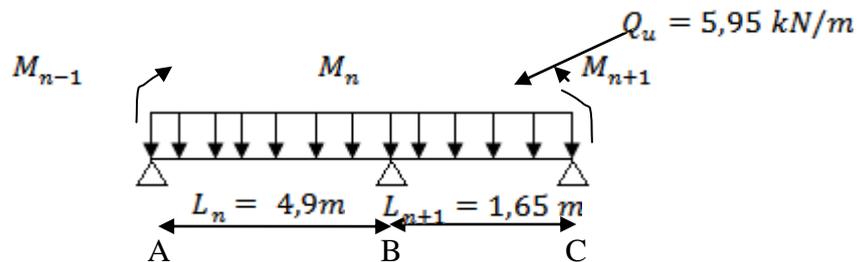


Figure_II.20 : Schéma des poutrelles.

II.2.5.2 Calcul des moments fléchissant

La poutrelle de type 5 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

- On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :



1. Partie AB :

2. Partie BC :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,95 \times 4,9^2}{8} = 17,58 \text{ kN.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{1,65}{2} = 0,825$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4,9}{2} = 2,45 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (1,65 \times 1,22)$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (4,9 \times 17,58) = 58,33 \text{ m}^2$$

$$= 1,34 \text{ m}^2$$

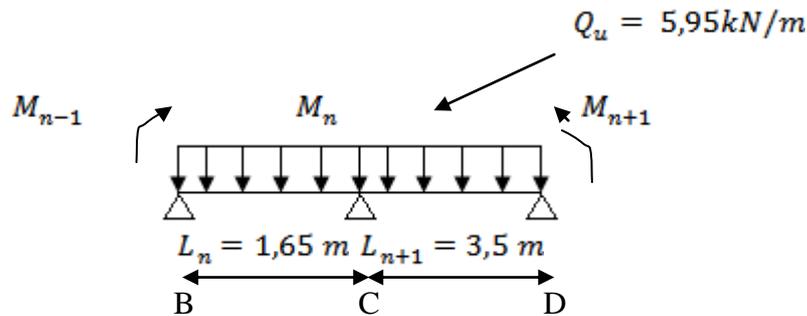
$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,95 \times 1,65^2}{8}$$

$$= 1,22 \text{ kN.m}$$

1. Détermination de l'équation :

$$(1) \Rightarrow 13,1M_B + 1,65M_C = -161,42 \quad (I)$$

- On isole les deux premières travées adjacentes et CD :



1. Partie BC :

2. Partie CD :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,95 \times 1,65^2}{8} = 2,024 \text{ kN.m} \quad a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{1,65}{2} = 0,825 \text{ m} \quad S_{n+1} = \frac{2}{3} (3,5 \times 9,12)$$

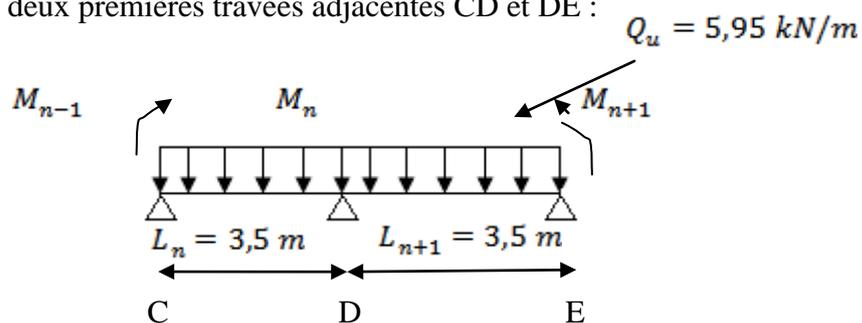
$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (1,65 \times 2,024) = 2,229 \text{ m}^2 = 21,28 \text{ m}^2$$

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,5^2}{8} = 9,12 \text{ kN.m}$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$(1) \Rightarrow 1,65M_B + 10,3M_C + 3,5M_D = -70,527 \quad (II)$$

- On isole les deux premières travées adjacentes CD et DE :



1. Partie CD :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = 9,12 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ m}$$

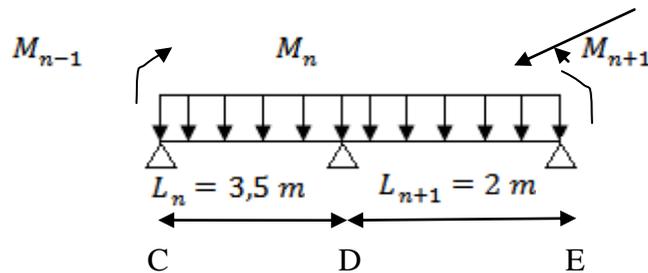
$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(3,5 \times 9,12) = 21,28 \text{ m}^2 \quad S_{n+1} = 21,28 \text{ m}^2$$

3. Détermination de l'équation :

$$(1) \Rightarrow 3,5M_C + 14M_D + 3,5M_E = -127,68 \quad (III)$$

- On isole les deux premières travées adjacentes DE et EF :

$$Q_u = 5,95 \text{ kN/m}$$



4. Partie DE :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = 9,12 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(3,5 \times 9,12) = 21,28$$

5. Partie EF :

$$M_{0DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = 2,975 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 3,96 \text{ m}^2$$

6. Détermination de l'équation :

$$(1) \Rightarrow 3,5M_D + 11M_E = -45,053 \quad (V)$$

- Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 13,1M_B + 1,65M_C = -178,91 \\ 1,65M_B + 10,3M_C + 3,5M_D = -70,527 \\ 3,5M_C + 14M_D + 3,5M_E = -127,68 \\ 3,5M_D + 11M_E = -45,053 \end{cases}$$

Et don on a :

$$M_A = -3,57 \text{ kN.m}$$

$$M_E = -1,45 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -13,47 \text{ kN.m}$$

$$M_F = -0,595 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -1,77 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -8,315 \text{ kN.m}$$

2. En travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0AB} = \frac{-3,57 - 13,43}{2} + 17,88 = 9,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = \frac{-13,43 - 1,77}{2} + 2,027 = -5,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0CD} = \frac{-1,77 - 8,315}{2} + 9,12 = 4,027 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} = \frac{M_d + M_e}{2} + M_{0DE} = \frac{-8,315 - 1,45}{2} + 9,12 = 4,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} = \frac{M_e + M_f}{2} + M_{0EF} = \frac{-1,45 - 0,595}{2} + 2,97 = 1,94 \text{ kN.m}$$

II.2.5.3 Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_a + M_b}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{3,57 - 13,43}{4,9} + \left(5,95 \times \frac{4,9}{2}\right) = 12,56 \text{ kN} \\ T_s = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{3,57 - 13,43}{4,9} - \left(5,95 \times \frac{4,9}{2}\right) = -16,58 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{13,43 - 1,77}{1,65} + \left(5,95 \times \frac{1,65}{2}\right) = 11,97 \text{ kN} \\ T_s = \frac{13,43 - 1,77}{3,1} - \left(5,95 \times \frac{1,65}{2}\right) = -1,14 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Travée CD : } & \begin{cases} T_w = \frac{1,77 - 8,315}{3,5} + \left(5,95 \times \frac{3,5}{2}\right) = 8,83 \text{ kN} \\ T_s = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{1,77 - 8,315}{3,5} - \left(5,95 \times \frac{3,5}{2}\right) = -12,28 \text{ kN} \end{cases} \\
 \text{Travée DE : } & \begin{cases} T_w = \frac{8,315 - 1,45}{3,5} + \left(5,95 \times \frac{3,5}{2}\right) = 12,39 \text{ kN} \\ T_s = \frac{8,315 - 1,45}{3,5} - \left(5,95 \times \frac{3,5}{2}\right) = -8,45 \text{ kN} \end{cases} \\
 \text{Travée EF : } & \begin{cases} T_w = \frac{1,45 - 0,595}{2} + \left(5,95 \times \frac{2}{2}\right) = 10,84 \text{ kN} \\ T_s = \frac{1,45 - 0,595}{3,7} - \left(5,95 \times \frac{2}{2}\right) = -5,71 \text{ kN} \end{cases}
 \end{aligned}$$

II.2.5.4 Tableau récapitulatif

Tableau II.12 : Récapitulatif des résultats trouvés.

	Travée	L (m)						
				M_t	M_w	M_E	T_w	T_E
Type de poutrelle 1	AB	4,9	ELU	9,38	-3,58	-	12,56	-16,58
			ELS	6,38	-2,6	-9,78		
	BC	1,65	ELU	-5,57	-	-1,77	11,97	-1,14
			ELS	-4,215	-9,78	-1,59		
	CD	3,5	ELU	4,0775	-1,77	-	8,83	-12,28
			ELS	-0,39	-1,59	-5,44		
	DE	3,5	ELU	4,23	-	-1,45	12,39	-8,45
			ELS	2,32	-5,44	-3,2		

	EF	2	ELU	1,94	-1,45	- 0,595	10,84	-5,71
			ELS	0,353	-3,2	- 0,434		

Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse

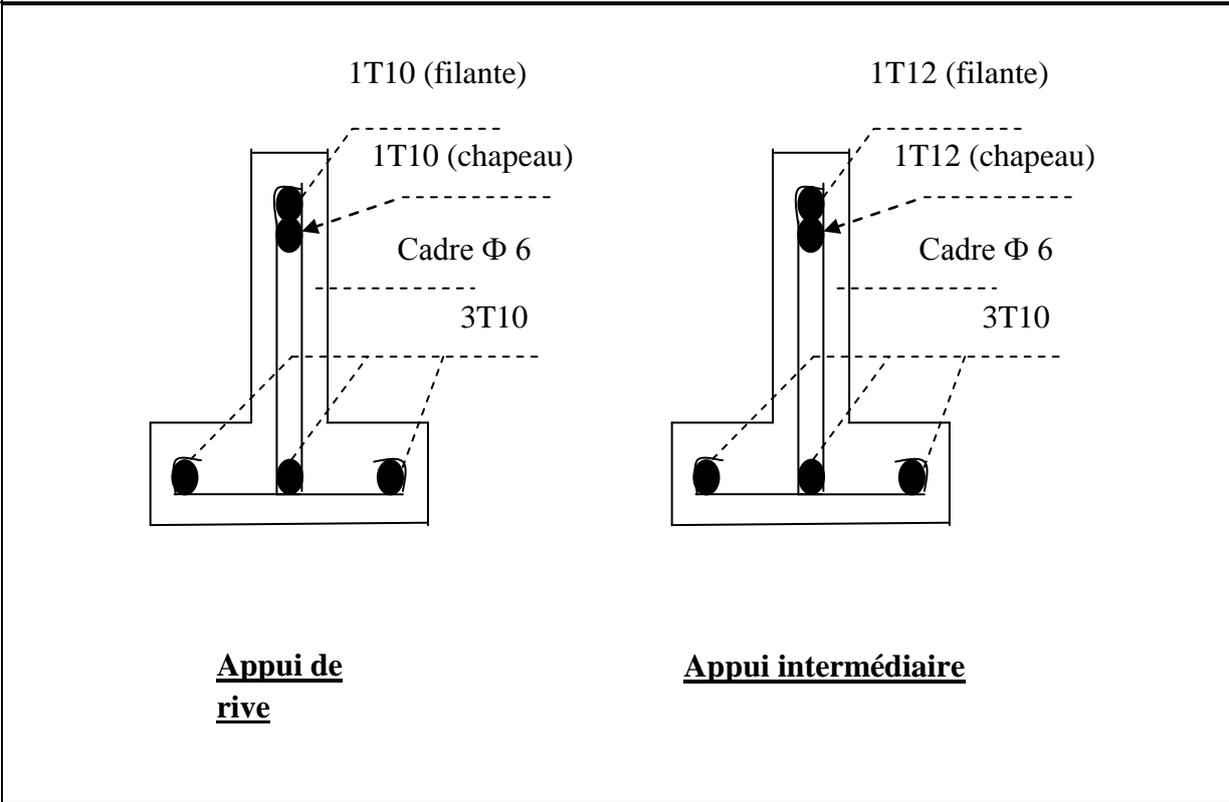
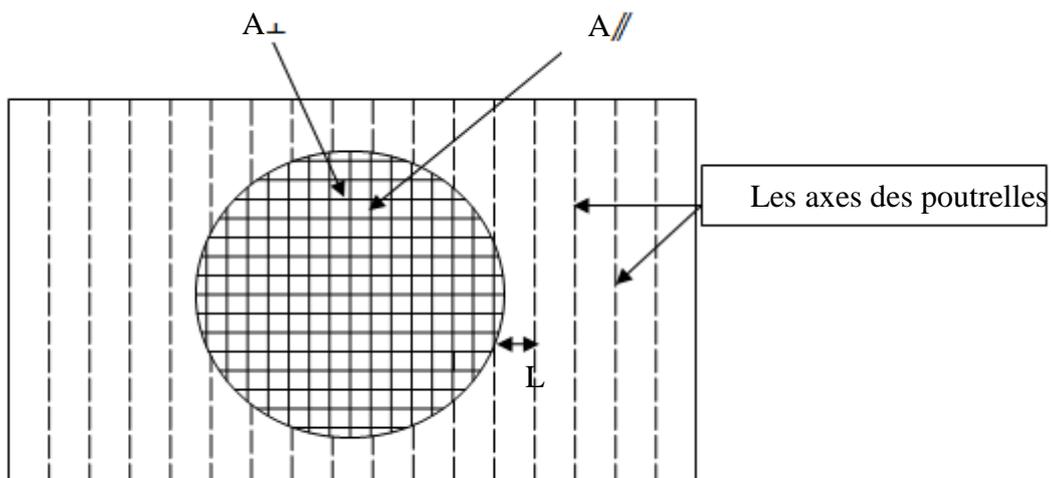


Fig II.21: Dessin de ferrailage des poutrelles de terrasse.

II.2.6 Calcul du ferrailage de la dalle de compression

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

**Fi**

gure II.22 :_Ferrailage de la dalle de compression.

Chapitre III
Etude les éléments
non structuraux

III.1 Acrotère

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute .Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

a-Dimensions

Hauteur $h = 70 \text{ cm}$

Epaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de **1m** linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

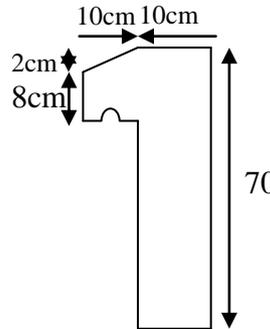


Figure III.1 : Acrotère

b-Calcul des sollicitations

- Poids propre

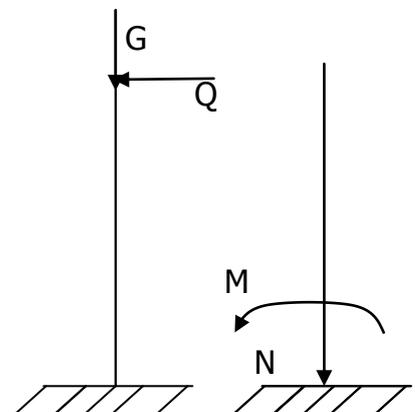
$$S = \left[\frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0785 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0785 \times 25 = 1,9625 \text{ KN / ml}$$

$$G = 1,9625 \text{ KN / ml}$$

- Surcharge

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



$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,9625 = 2,6493 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5. Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

• **Enrobage**

Vu que la fissuration est préjudiciable

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

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,6493} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_p/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

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

c-Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée

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

$$M_u = 2,6493 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 1,11 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,6493 - 1,11 = -0,924 \text{ KN.m}$$

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

$$-0,924 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

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

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

III.1.1. Calcul du ferrailage à l'E. L.U

$$M_u = 1,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d.f_{bc}} = \frac{1,11 \cdot 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,17} = 0,0096$$

a-Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 + 0,4\alpha_l)$$

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

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

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

On calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1.11 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0.355 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,355 - \frac{2,6493 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,278 \text{ cm}^2$$

b-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

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

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,9625 / 0,7 = 2,80 \text{ m} = 280 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

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

On adopte: 4φ6 p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

c. Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 4φ 6p.m

III.1.2 Vérification des contraintes (E. L. S)

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,9625(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,7457 \text{ KN.m}$$

a-Position de l'axe neutre

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

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

b-Moment d'inertie

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

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

c-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{745,75}{1064,68} \times 1,59 = 1.11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Pour une Fissuration préjudiciable, on a

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

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{745,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 77,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 77,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e-Contrainte de cisaillement

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

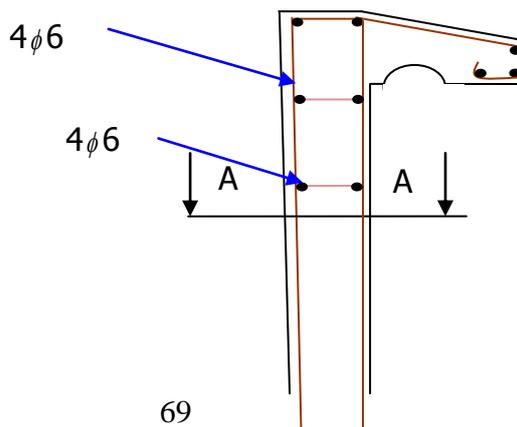
$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a:

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

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$



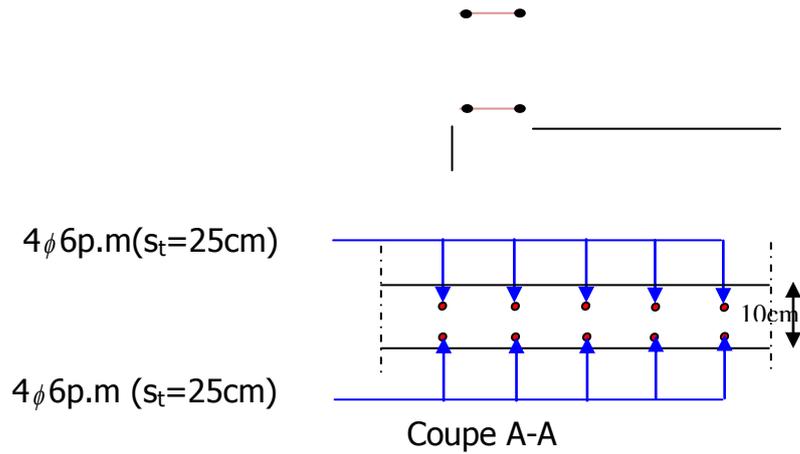


Figure III.2: Schéma du ferrailage de l'acrotère

III.2 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage entre les différents niveaux d'un bâtiment, dans notre cas on distingue un seul type d'escalier, c'est un escalier a deux volées, la seule différence est dans la hauteur d'étage.

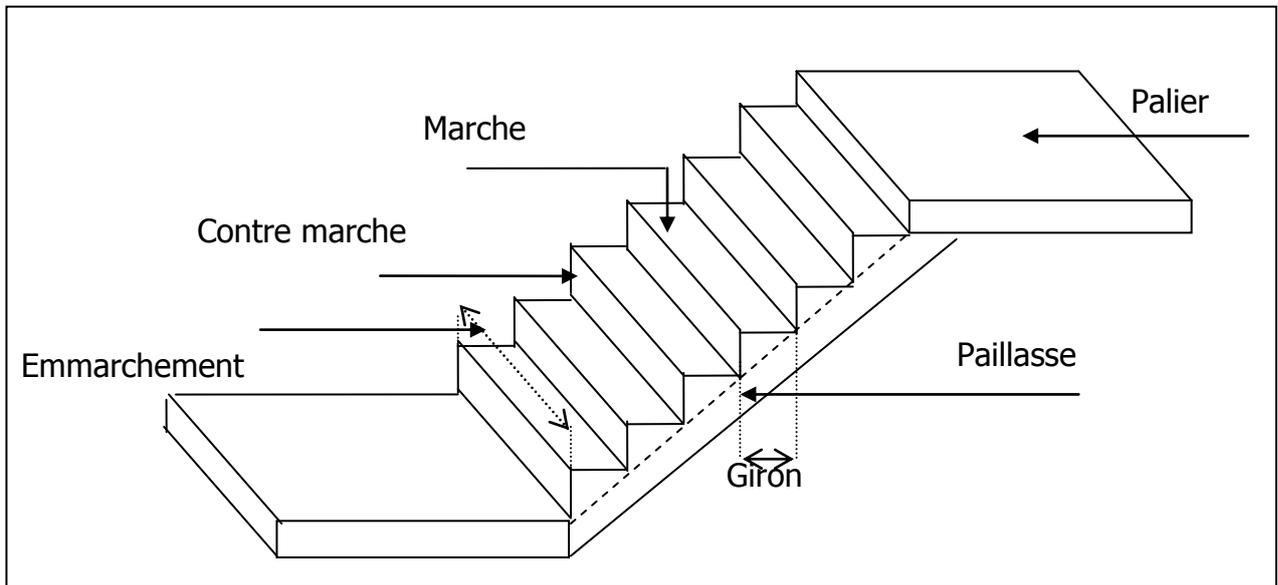


Figure III.3 : Schéma d'un escalier

III.2.1 Exemple de calcul

a-Dimensionnement des escaliers

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times p \Rightarrow g = L/(n-1)$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : $m n^2 - (m+1+2H) n + 2H = 0 \dots (2)$

Avec : $m=64$ et $H=306/2=153\text{cm}$ et $l=240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : **$n=9$ contre marches**

Donc le nombre des marches **$n-1=8$ marches**

Puis: **$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$**

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

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

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches ($g=30\text{cm}$) et 9 contre marches ($h=17\text{cm}$).

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b-Epaisseur de la paillasse (ev)

$$\frac{1}{30} \leq ev \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq ev \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,20\text{cm} \leq ev \leq 13,79\text{cm}$$

on prend: **$ev = 12 \text{ cm}$**

c-Epaisseur de palier (ep)

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

On prend : **$ep=15\text{cm}$**

d-Evaluation des charges et surcharges

• **Paillasse**

Désignation	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal (2x0,22)	0,44
Mortier de ciment horizontal (2x0,2)	0,4

Lit de sable fin (2x0,18)	0,36
Revêtement en carrelage vertical : ep x0,22x h/g=2x0,22x0,6	0,26
Mortier de ciment vertical : ep x0,20x h/g =2x0,2x0,6	0,24
Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25 / \cos \alpha = 0,12 \times 0,25 / 0,87$	3,45
Poids propre des marches: $h/2 \times 0,22 = 17/2 \times 0,22$	1,87
Garde-corps	0,1
Enduit en plâtre 1,5x0,1/0,87	0,17
Gt=	7,29
Q=	2,5

La charge totale pour une bande de 1m :

$$Q_u = (1,35 \times 7,29) + (1,5 \times 2,5) \times 1 = 13,59 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = (7,29 + 2,5) \times 1 = 9,79 \text{ KN/ml}$$

• **Pallier**

Désignation	Poids(KN/m ²)
Poids propre du palier (15x0,25)	3,75
Revêtement en carrelage horizontal (2x0,22)	0,44
Mortier de pose (2x0,2)	0,4
Lit de sable (2x0,17)	0,34
Enduit en plâtre (1,5x0,1)	0,15
Gt=	5,08

La charge totale pour une bande de 1m :

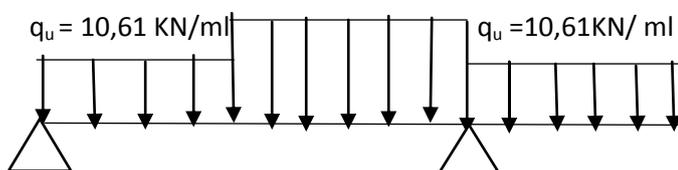
$$Q_u = (1,35 \times 5,08) + (1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,61 \text{ KN/ml}$$

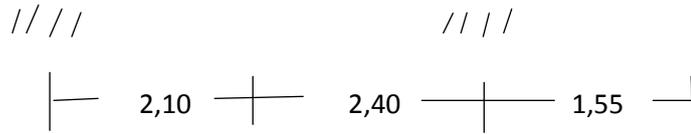
$$Q_s = (5,08 + 2,5) \times 1 = 7,58 \text{ KN/ml}$$

e-Détermination des sollicitations

Schéma statique (KN/ml) :

$$q_u = 13,59 \text{ KN/ ml}$$

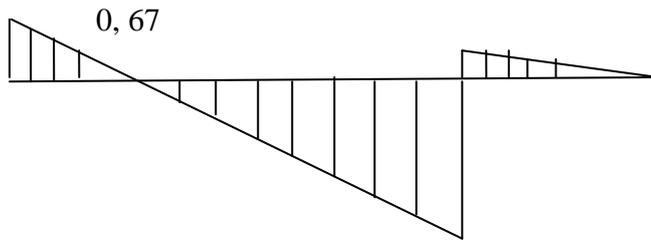




Effort tranchant (KN/ml) :

22,95

16,44



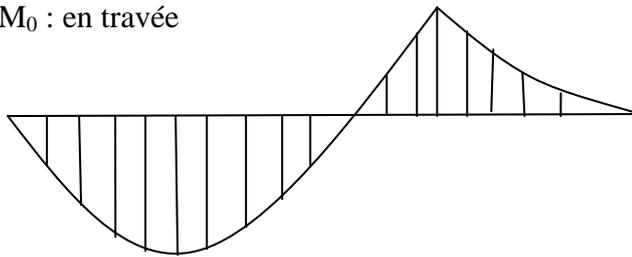
Moments corrigés (KN.m) :

31,95

0,40M₀ : en appuis

9,92KN.m

0,85M₀ : en travée



21,08KN

Figure III.4 : schéma des moments fléchissant et des efforts tranchants

III.2.2 Résultats obtenus

E.L.U

E.L.S

$$\begin{aligned}
 Ra &= 22,95 \text{ KN / m} & Ra &= 16,45 \text{ KN / m} \\
 Rb &= 48,39 \text{ KN / m} & Rb &= 34,72 \text{ KN / m} \\
 T_{\max} &= 31,95 \text{ KN} & T_{\max} &= 22,97 \text{ KN} \\
 M_t &= 0,85M_0 = 21,08 \text{ KN.m} & M_t &= 0,85M_0 = 15,16 \text{ KN.m} \\
 M_a &= 0,4M_0 = 9,92 \text{ KN.m} & M_a &= 0,4M_0 = 7,13 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

III.2.3 Ferrailage

a- En appuis : (les paliers) Ma=9,92 KN.m

avec : d=13,5cm

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{9,92 \cdot 10^3}{100 \cdot (13,5)^2 \cdot 14,17} = 0,038 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,981$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,92 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,15 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / Fe = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2$$

A_{cal} > A_{min} condition vérifier

Donc on adopte : **4T10/ml (S=3,14 cm²)**

b-En travée : (volée) Mt=21,08 KN.m avec : d=10,8cm

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{21,08 \cdot 10^3}{100 \cdot (10,8)^2 \cdot 14,17} = 0,127 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,9315$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,08 \cdot 10^3}{0,9315 \cdot 10,8 \cdot 348} = 6,02 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **6T12/ml (S=6,79cm²)**

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / Fe = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{cal} > A_{min}$ condition vérifier

• **Justification vis à vis de l'effort tranchant**

$T=31.95$ KN

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{31,95 \cdot 10^3}{(100 \cdot 10,8)10^2} = 0,29 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$$

$\tau = 0,29\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa}$condition vérifier

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Armatures de répartitions**

$A_r = A_p/4 = 6,79/4 = 1,69\text{cm}^2$; soit 4T10/ml ($S=3,14 \text{ cm}^2$)

III.2.4 Vérification des contraintes à l'E.L.S

a-En travée

$M_{t-ser} = 15,16$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{15,16 \cdot 10^3}{100 \cdot (10,8)^2 \cdot 14,17} = 0,091 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$\beta = 0,9525$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,16 \cdot 10^3}{0,9525 \cdot 1,15 \cdot 348} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **4T12/ml** ($S=4,52\text{cm}^2$)

• **Position de l'axe neutre :**

$y=3,21$ cm

• **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 5008,37 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{15,16 \times 10^6}{5008,37 \times 10^4} \times 3,21.10 = 9,72 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 9,72 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b-En appuis

$$M_{a-ser} = 7,13 \text{KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$y = 3,13 \text{cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 6087,13$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,13 \times 10^6}{6087,13 \times 10^4} \times 3,13.10 = 3,66 \text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,66 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de La flèche**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{15}{490} = 0,03 \geq \frac{1}{30} = 0,03 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,002 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

III.2.5. Etude de la poutre palière :

III.2.5.1 Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

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

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; *Condition vérifiée* ;

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; *Condition vérifiée* ;

$\frac{h}{b} = 1,5 < 4$; *Condition vérifiée*.

III.2.5.2 Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3,37 \text{ kN/m}$

Réaction du palier : $R_b = 48,39 \text{ kN/m}$

$$Q_u = (1,35 \times 3,37) + 48,39 = 52,93$$

$$Q_{ser} = 3,37 + 48,39 = 51,76 \text{ kN/m}$$

III.2.5.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{52,93 \times 4,90^2}{8} = 158,85 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 135,02 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 63,54 \text{ kN.m}$$

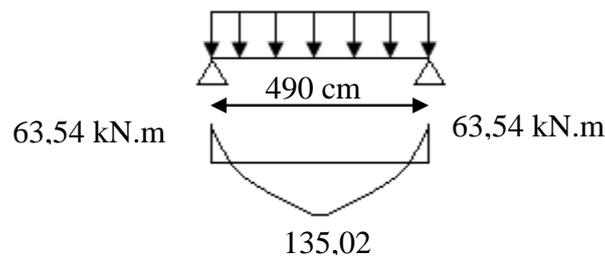


Figure III.5 : Diagramme des moments que subit la poutre palière.

III.2.5.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 135,02 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{135,02 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,193 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,8915$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{135,02 \times 10^3}{0,8915 \times 40,5 \times 348} = 10,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T16+3T16 avec : $A_{adm} = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 63,54 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{63,54 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,091 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9525$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{63,54 \times 10^3}{0,953 \times 40,5 \times 348} = 4,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14+3T12 avec : $A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.2.5.5 Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_s} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_t} = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{s_a} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6 Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 51,76 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = 155,34 \text{ KN/m}$$

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_{ser} = 132,03 \text{ KN/m}$$

$$M_{a_{ser}} = 0,4 \times M_{ser} = 62,13 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$A_s = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 180,9y - 7326,45 = 0 \rightarrow y = 16,87 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 16,87^3}{3} + (15 \times 12,06)(40,5 - 16,87)^2 = 149021,87 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{132,03 \times 10^3}{149021,87} \times 16,87 = 14,94 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 14,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- Sur appuis :

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 101,85y - 4124,925 = 0 \rightarrow y = 13,53 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 13,53^3}{3} + (15 \times 6,79)(40,5 - 13,53)^2 = 98851,88 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{62,13 \times 10^3}{98851,88} \times 13,53 = 8,50 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 8,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{51,76 \times 4,9}{2} = 126,81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{126,81 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.2.7 Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 12,85 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,46 ; 0,4 \} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,46 \times 30}{235} = 0,058 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,93 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,048 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2)} \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,058S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} : \\ A_t \geq 0,87 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ soit 4T8

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\phi_l f_s}{4\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right) = 40,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 29,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 29,1}{1,87} = 1,82 \text{ cm}$$

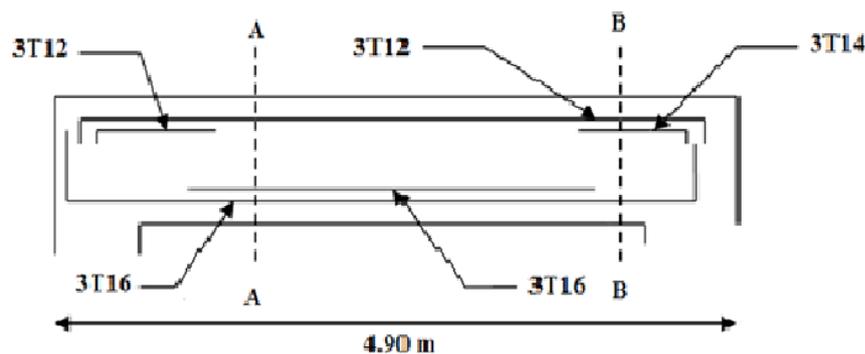
e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{490} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,09 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{45}{490} > \frac{132,03}{10 \times 155,34} \Rightarrow 0,09 > 0,08 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_s \Rightarrow \frac{12,06}{30 \times 40,5} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0099 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.



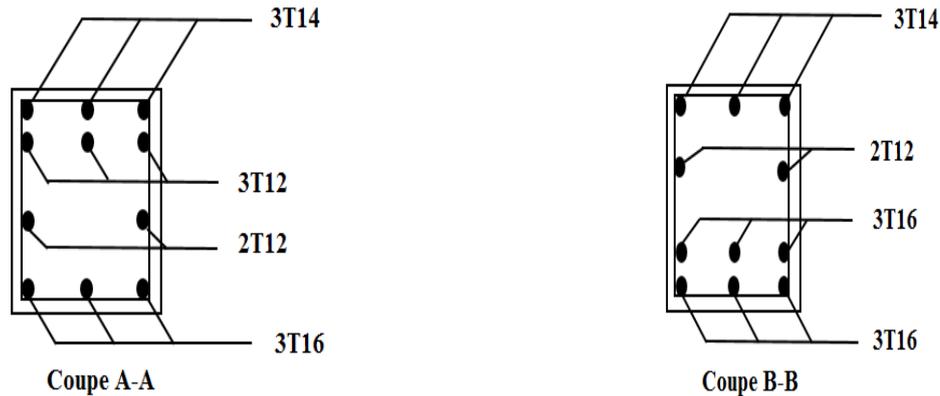


Figure III.6 : Ferrailage de la poutre palière.

III.3 La cage d’ascenseur :

L’ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l’intérieur d’un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l’usage des escaliers devient fatiguant.

L’ascenseur est installé dans la cage d’ascenseur, où il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l’ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

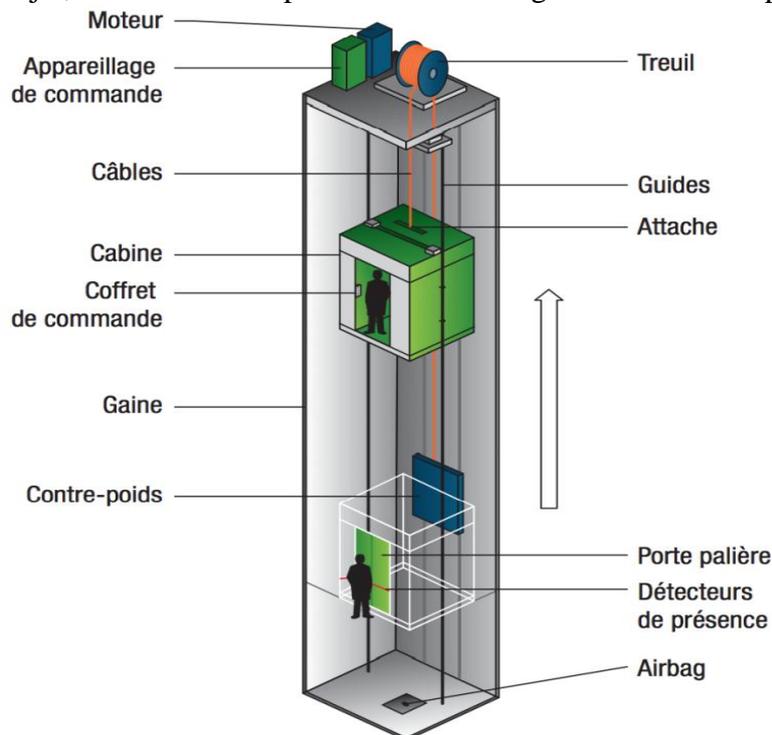


Figure III.7 : Schéma d’un ascenseur.

III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

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

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

Largeur de la cabine : 1,30 m

Langueur de la cabine : 1,51 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 36,72 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,51) + 1,3) \times 2,20 = 9,5 \text{ m}^2$.

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,5 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,5 \times 1,30 = 142,02 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2 \times 1,70 = 3,4 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3,4 = 374 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 3,4 = 68 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,30) = 164 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1058,02 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1058,02 + \frac{675}{2} = 1395,52 \text{ kg}$

III.3.2 Calcul des la charge total q_u :

III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

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

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1058,02) = 20796,24 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{20796,24}{0,85} = 24466,16 \text{ kg}$$

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

Avec :

m : Type de mouflage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22\text{m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24466,16}{8152 \times 2} = 1,5$$

On prend : $n = 4$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.3.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 4$;

L : Longueur du câble, $L = 36,72 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 36,72 = 75,64 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1058,02 + 75,64 = 1808,66 \text{ kg}$$

III.3.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1\text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{24466,16}{1808,66} = 13,53 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1058,02 + 1395,52 + 1200 + 75,64 = 3729,18 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6046,89 \text{ kg}$$

III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6046,89 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6046,89}{4} = 1511,72 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

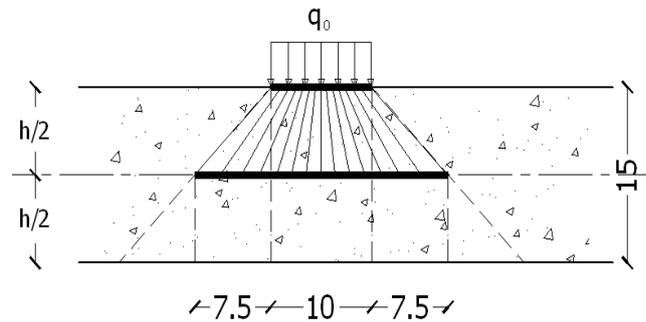
$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

Figure 7 : Répartition des charges.



$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1511,72 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

III.3.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

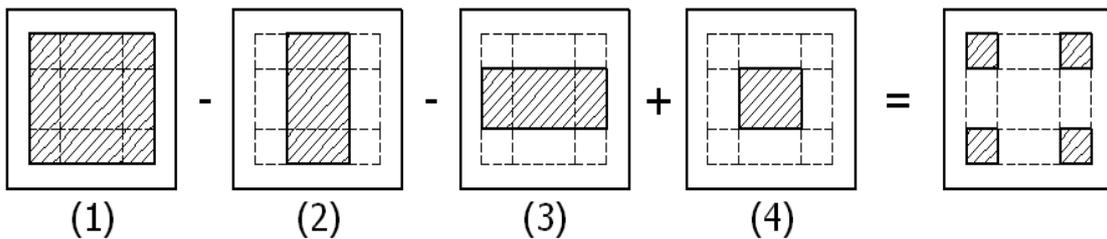


Figure III.8 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

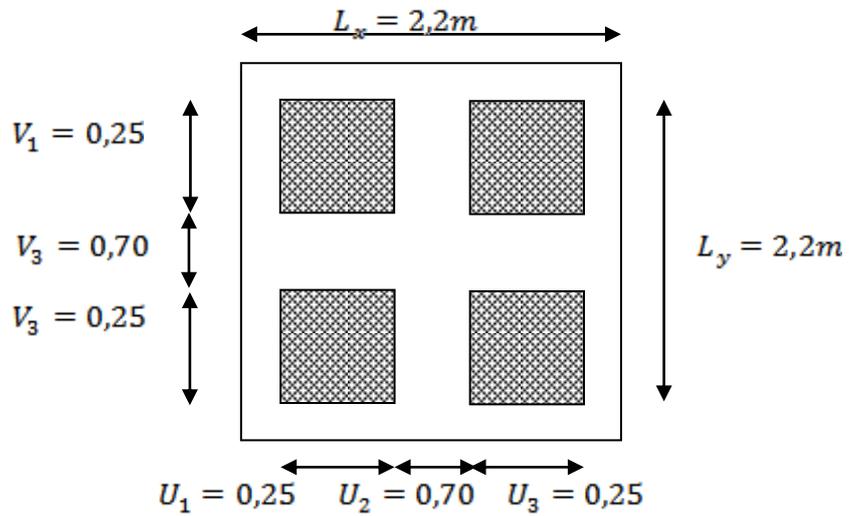


Figure III. 9 : Dessin montrant la concentration des charges.

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($\nu = 0$) : $M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1511,72}{0,25^2} = 24187,52 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,2 \text{ m}$ et $L_y = 2,2 \text{ m}$.

Tableau III.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,55	0,55	0,083	0,083	1,44	34830,029	2890,89	2890,89
2	0,32	0,55	0,111	0,093	0,84	20317,517	2255,24	1889,53
3	0,55	0,32	0,093	0,111	0,84	20317,517	1889,53	2255,24
4	0,32	0,32	0,129	0,129	0,49	11851,885	1528,89	1528,89

c) Les moments dus aux charges concentrées :

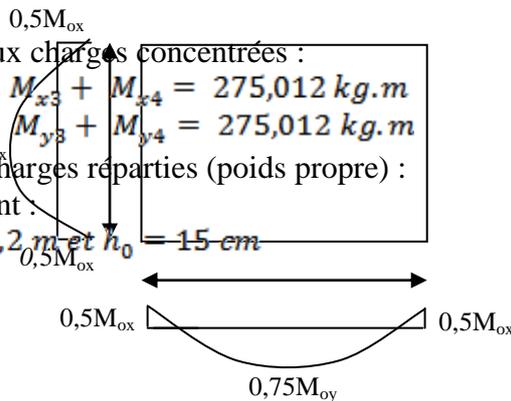
$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 275,012 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 275,012 \text{ kg.m}$$

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$L_x = 2,2 \text{ m et } L_y = 2,2 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$



- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,2}{2,2} = 1$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0,0368 \text{ et } \mu_y = 1$$

Donc : $M_{x2} = 116,886 \text{ kg.m}$ et $M_{y2} = 116,886 \text{ kg.m}$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 275,012 + 116,886 = 391,898 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 275,012 + 116,886 = 391,898 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 293,924 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 293,924 \text{ kg.m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 195,949 \text{ kg / m}$$

III.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

a) En travée :

- Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 293,924 \text{ kg.m} = 2939,24 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2939,24}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9945$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2939,24}{0,9945 \times 13,5 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 293,924 \text{ kg / m} = 2939,24 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2939,24}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9945$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2939,24}{0,9945 \times 13,5 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Figure III.10 : Moments de la dalle.

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 195,949 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1959,49 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1959,49}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9965$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1959,49}{0,9965 \times 13,5 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 1$, on peut appliquer la formule suivante :

- Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

- Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

- Sens L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Sens L_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

e) Armatures transversal :

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_x; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x \geq V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \times \frac{2,2}{2} \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 4812,5 \text{ N} = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{2,2}{3} = 4812,5 \text{ N} = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_y \leq V_x$$

- On calcule V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{1511,72}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 2015,62 \text{ N} = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{1511,72}{3 \times 0,25} = 2015,62 \text{ N} = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v = 4,81 + 20,16 = 24,97 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 4,81 + 20,16 = 24,97 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 24,97 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} = \frac{24,97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,18 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

III.3.6 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } v = 0 \text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3729,18 + 675) \frac{1}{4} = 1101,04 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1101,04}{0,25^2} = 17616,72 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17616,72 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,2 \text{ m}$ et $L_y = 2,2 \text{ m}$.

Tableau III.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P'_{ser} (kg / m ²)	M_{0x} (kg.m)	M_{0y} (kg.m)
1	0,55	0,55	0,083	0,083	1,44	25368,078	2105,55	2105,55
2	0,32	0,55	0,111	0,093	0,84	14798,044	1641,58	1376,21
3	0,55	0,32	0,093	0,111	0,84	14798,044	1376,21	1641,58
4	0,32	0,32	0,129	0,129	0,49	8632,192	1113,55	1113,55

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 201,31 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 201,31 \text{ kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1) Chargement :

$$L_x = 1,70 \text{ m et } L_y = 2 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

c.2) Moments dus au charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,2}{2,2} = 1$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368 \text{ et } \mu_y = 1 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 84,603 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 84,603 \text{ kg.m}$$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0xc} = M_{0xc} + M_{0xr} = 284,905 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0yc} + M_{0yr} = 284,905 \text{ kg / m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0xc} = 213,679 \text{ kg / m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0yc} = 213,679 / m$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0xc} = 142,453 \text{ kg / m}$$

III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant l_x et l_y

a) En travée :

$$M_{tx} = 2136,79 \text{ N.m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2136,79}{6087,14} \times 3,12 = 1,1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,1 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 1424,53 \text{ N / m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y-d) - \eta A(d-y) = 0 \quad 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1424,53}{6087,14} \times 3,12 = 0,730 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,730 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

III.3.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

$$\text{On a : } f_s 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 44 \text{ cm}) = 44 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 22 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{220}{10} = 22 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x et L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

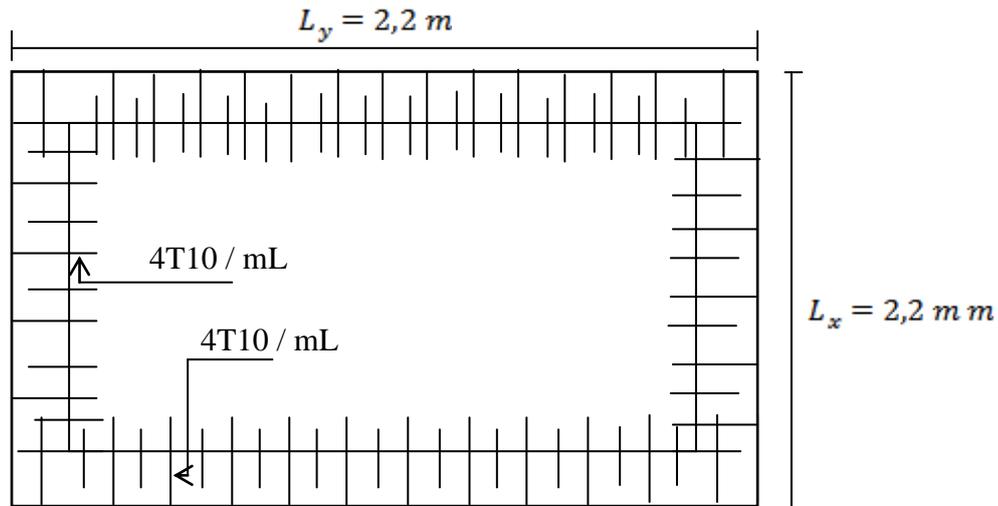


Figure III.11 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.

III.3.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 / ml$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec $5T10 / ml$ soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / ml$

L'espaceur : $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4 Balcon

III.4.1 Introduction

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.



On a :

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 2,20\text{m}$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,5\text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{2,20} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens (suivant } L_x \text{ et } L_y)$$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{ cm}$$

Isolation acoustique : $e \geq 12\text{ cm}$;

Sécurité en matière d'incendie : $e > 11\text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 15\text{ cm}$.

III.4.2 Etude des charges et des sollicitations

a) Décence des charges :

Tableau III.4:charge permanente du balcon

Carrelage (2cm)	0,40 KN/m ²
Mortier de pose(2cm)	0,40 KN/m ²
Lit de sable	0,36 KN/m ²
Dalle pleine (15cm)	3,75 KN/m ²
Enduit en ciment (15cm)	0,2 KN/m ²

$$G = 5,11\text{ KN/m}^2$$

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

b) Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,50) = 12,15\text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_u = 12,15 \times 1\text{ m} = 12,15\text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,11 + 3,50 = 8,61\text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique.}$$

$$Q_{ser} = 8,61 \times 1\text{ m} = 8,61\text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire.}$$

III.4.2.1 Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,1 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 4 m.

a) Poids propre du mur

$$P_{\text{mur}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{\text{u mur}} = 1,35P_{\text{mur}} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ kN}$$

b) Poids de l'enduit en ciment

$$P_{\text{enduit}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 0,4 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{\text{u enduit}} = 1,35P_{\text{enduit}} = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ kN}$$

c) Charges totales

$$P_{\text{u}} = P_{\text{u mur}} + P_{\text{u enduit}} = 1,93 + 0,54 = 2,47 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 1,43 + 0,4 = 1,83 \text{ kN}$$

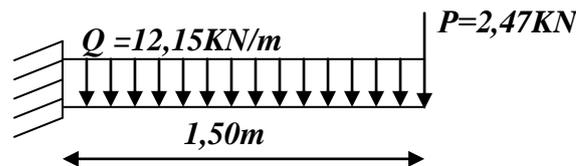


Figure III.12 : Schéma statique montrant les charges que subit le balcon

d) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\text{max}} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,15 \times 1,5^2}{2}\right) - (2,47 \times 1,5) = -17,37 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = Q_U l + P_u = (12,15 \times 1,5) + 2,47 = 20,70 \text{ kN}$$

III.4.3 Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,37 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,067 > \mu_r = 0,0392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,9655$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,37 \times 10^3}{0,9655 \times 13,50 \times 348} = 3,82 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 et $A_{\text{adpt}} = 5,65 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

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

On prend 5T10, et $A_{adp} = 3,93 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4.4 Vérifications

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{20,70 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,70 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 3,14 \times 10^2} = 1,09 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 5

$\mu = 3,14 \text{ cm}$ Périmètre d'armatures tendues

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses}$

$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA}$

$$\tau_{se} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -\frac{8,61 \times 1,5^2}{2} - (1,43 \times 1,5) = -11,83 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1144,125 = 0 \rightarrow y_2 = 4,01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + ((15 \times 5,65)(13,50 - 4,01)^2) = 9781,97 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{11,83 \times 10^3}{9781,97} \times 4,01 = 4,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 4,85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

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

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{11,83 \times 10^3}{9781,97} \times (13,50 - 4,01) = 172,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 5,65 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 5,65)} = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 = \\ &= \frac{100 \times 7,82^3}{3} + \frac{100 \times 7,18^3}{3} + (15 \times 5,65) \times (13,50 - 7,82)^2 = 31012,84 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,5^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 31012,84} \times \left[\frac{8,61 \times 1,5}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,071 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,6 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,071 \text{ cm} < F_{adm} = 0,6 \text{ cm}$; Condition vérifié

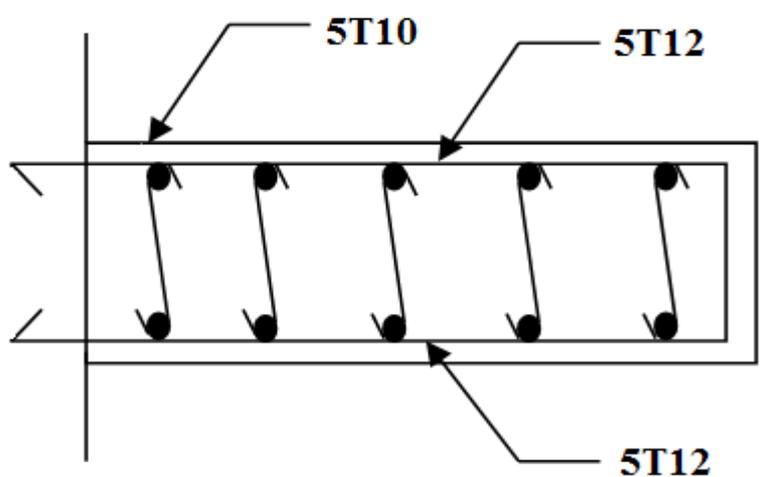


Figure III.13 : ferrailage du balcon.

Chapitre IV
Etude sismique

IV.1-Généralités sur les séismes

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 les eu il de rupture mécanique des roches est atteint.

Lacroûteterreestconstituéedeplusieursgrandesplaquesquiévoluentlesunespar 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.

Lors quels contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux on des 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 et ou tenue étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2-Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantie un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

IV.3-Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

Analyse statique équivalente: Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

IV.3.1-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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque

ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.3.2-Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Reponse Spectrum Function; Time History Fonction). Pour notre cas, on a choisi « Response Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

IV.3.3-Conditions à vérifier

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que:

- 1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

- 2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente:

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

- 3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

R: Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

$\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_c)

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur: $\frac{1}{1 - \theta_k}$;

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90%: $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel Etabs peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

IV.4-Méthode d'analyse modale spectrale

IV.4.1-Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse. 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.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

IV.4.2-Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

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

IV.4.3-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003:

$$V = \frac{Ax D x Q x W}{R}$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2

Donc $A = 0,10$

D: Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule:

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante:

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

ξ : Pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l’importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 7\%$$

Donc:
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,88$$

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

La formule 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 la structure jusqu’au dernier niveau

$$h_N = 23,45m$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0,05$$

$$T = C_t \cdot (h_N)^{3/4} = 0,050 \times (23,45)^{3/4} = 0,53 \text{ sec}$$

(T_1, T_2): Période caractéristique associé la catégorie du sol (Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc: $T_1 = 0,15\text{sec}$ et $T_2 = 0,50\text{sec}$

$$\text{On a: } T_2 = 0,50s < T = 0,53s < 3,0s \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times (0,88) \times \left(\frac{0,50}{0,53}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,16$$

Q: Facteur de qualité:
$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Tableau IV.1: Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	0	0,10

$$Q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,15$$

R: coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (Tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 4$$

IV.4.4-Poids total de la structure

Tableau IV.2: Poids de la structure

Niveau	W(t)
6	314,44
5	337,16
4	337,16
3	341,09
2	345,80
1	393,38
RDC	448,70
TOTAL	2517,73

IV.4.5-Calcul de la force sismique totale

$$V_{st} = \frac{Ax D_x Q x W}{R} = \frac{0,10 x 2,16 x 1,15 x 2517,73}{4} = 156,35t$$

IV.5-Variante 1 proposée

Les valeurs de la force sismique obtenue après l’analyse dynamique de l’Etabs:

Tableau IV.3: Valeurs de la force sismique totale

	V _{dx} (t)	V _{dy} (t)
Forces sismiques	134,25	131,45

IV.5.1-Vérification des forces sismiques (V_{dy} > 80%V_{st})

$$V_{dx} = 134,25t > 80\% V_{st} = 125,08t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 131,45t > 80\% V_{st} = 125,08t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.5.2-Vérification de la période fondamentale

La valeur de la période du premier mode obtenu après l’analyse dynamique: T_{dyn} = 0,88sec

$$T_{dyn} = 0,88s > 1,3xT_{sta} = 1,3x(0,53) = 0,69 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

IV.5.3-Vérification des facteurs de participation massique

Tableau IV.4: Facteur de participation massique

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,88152	4,7890	65,7412	0	4,7890	65,7412	0
2	0,78521	58,325	5,4253	0	63,1140	71,1665	0
3	0,67124	3,1452	0,4652	0	66,2592	71,6317	0
4	0,32764	0,6485	8,1544	0	66,9077	79,7861	0
5	0,27367	4,2547	0,6972	0	71,1624	80,4833	0
6	0,21789	4,4578	0,1375	0	75,6202	80,6208	0
7	0,17647	1,9870	0,0156	0	77,6072	80,6364	0
8	0,12478	0,0698	3,4571	0	77,6770	84,0935	0
9	0,10891	2,8410	0,1329	0	80,5180	84,2264	0
10	0,09548	0,7863	0,1576	0	81,3043	84,3840	0
11	0,07312	0,00478	1,6570	0	81,3091	86,0410	0
12	0,06789	0,09787	0,1465	0	81,4070	86,1875	0

Sens transversal

$\Sigma\alpha_y = 81,40\% < 90\%$condition non vérifiée

Sens longitudinal

$\Sigma\alpha_x = 86,18\% < 90\%$condition non vérifiée

IV.5.4-Déplacements latéraux inter-étage

Tableau IV.5: les déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Déplacement maximal (cm)	
	Sens x	Sens y
6	1,385101	1,259786
5	1,245847	1,145797
4	1,156485	1,025473
3	0,946347	0,978453
2	0,734871	0,764873
1	0,495678	0,521547
RDC	0,194789	0,245695

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée:

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01xh_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

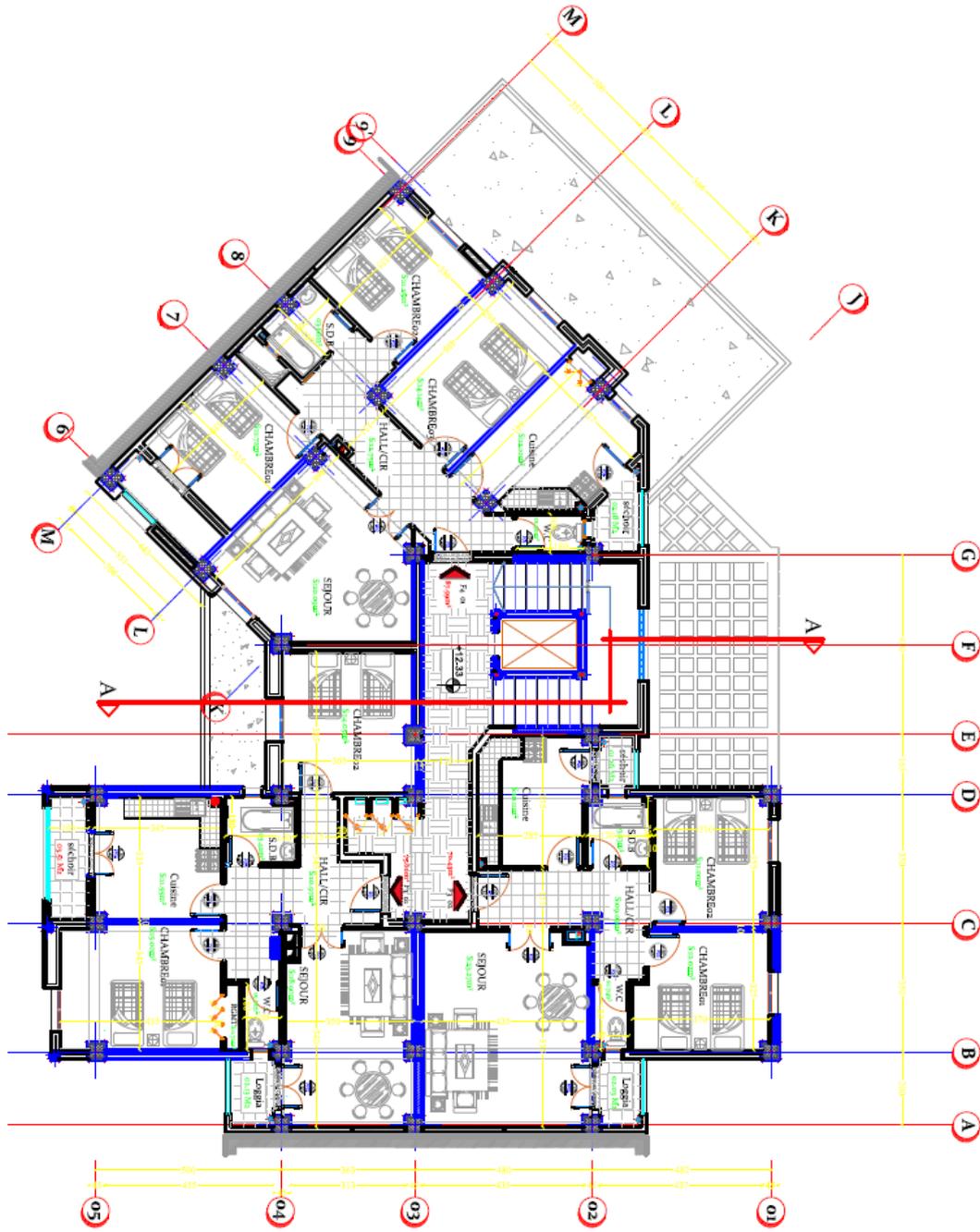
Δ_{ex}^k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R: coefficient de comportement global de la structure R = 4

Tableau IV.6: Vérifications des déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (cm)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
5	0,139	0,114	0,556	0,456	3,06	vérifiée
4	0,090	0,116	0,360	1,440	3,06	vérifiée
3	0,206	0,052	0,824	0,208	3,06	vérifiée
2	0,211	0,213	0,844	3,376	3,06	Non vérifiée
1	0,239	0,243	0,956	3,824	3,06	Non vérifiée
RDC	0,301	0,276	1.204	4,816	3,06	Non vérifiée
S/Sol	0,195	0,246	0.780	3,12	3.00	Non vérifiée



IV.6-Variante 2 proposée

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'Etabs:

Tableau IV.7: Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
Forces sismiques	128,10	127,75

IV.6.1-Vérification des forces sismiques ($V_{dy} > 80\%V_{st}$)

$V_{dx} = 128,10t > 80\% V_{st} = 127,42t$condition vérifiée

$V_{dy} = 127,75t > 80\% V_{st} = 127,42t$condition vérifiée

IV.6.2-Vérification de la période fondamentale

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique: $T_{dyn} = 0,53$ sec

$T_{dyn} = 0,56s < 1,3T_{sta} = 1,3x(0.53) = 0,69$ seccondition vérifiée

IV.6.3-Vérification des facteurs de participation massique

Tableau IV.8: Facteur de participation massique

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,562308	5,8587	69,8011	0	5,8587	69,8011	0
2	0,484534	64,2187	7,2332	0	70,0774	77,0342	0
3	0,390388	4,0961	0,5125	0	74,1735	77,5467	0
4	0,217850	0,7339	10,4415	0	74,9075	87,9882	0
5	0,194791	5,1755	0,7903	0	80,0829	88,7785	0
6	0,158084	6,6955	0,1543	0	86,7784	88,9329	0
7	0,143607	2,1102	0,0175	0	88,8886	88,9504	0
8	0,096806	0,0809	4,0371	0	88,9695	92,9875	0
9	0,072919	3,7040	0,1492	0	92,6735	93,1367	0
10	0,063481	0,9204	0,1755	0	93,5938	93,3122	0
11	0,060096	0,0054	1,7400	0	93,5992	95,0522	0
12	0,057028	0,1133	0,1685	0	93,7125	95,2207	0

Sens transversal

$\Sigma \alpha_y = 95,22\% > 90\%$condition vérifiée

Sens longitudinal

$\Sigma \alpha_x = 93,71\% > 90\%$condition vérifiée

IV.6.4-Déplacements latéraux inter-étage

Tableau IV.9: Déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Déplacement maximum (cm)	
	Sens x	Sens y
6	1,358901	1,204912
5	1,189474	1,086666
4	1,009545	0,953104
3	0,820790	0,803530
2	0,629774	0,642767
1	0,442794	0,452035
RDC	0,172113	0,194887

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée:

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e, \text{ et } h_e: \text{ la hauteur de l'étage.}$$

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

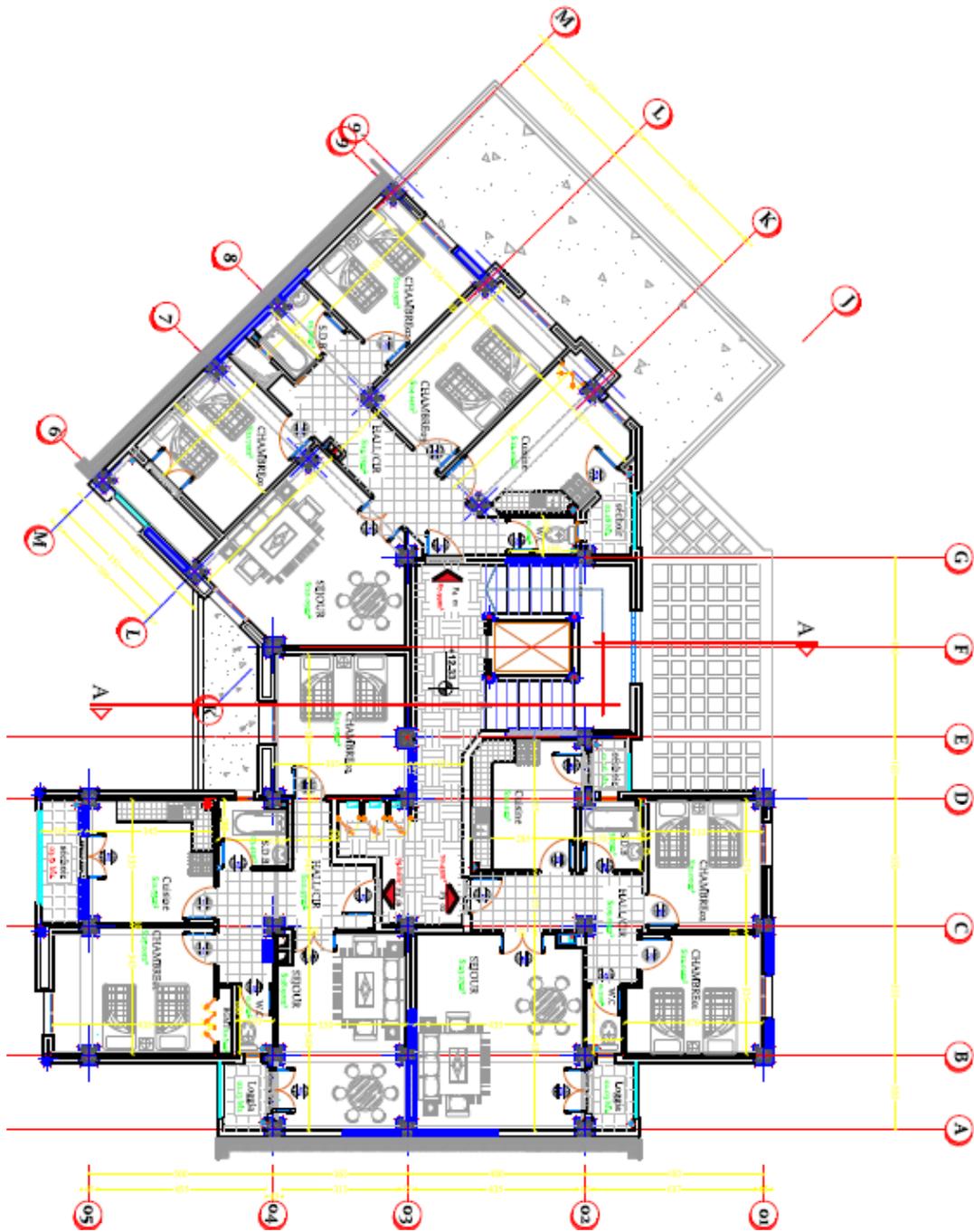
Δ_{ex}^k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R: coefficient de comportement global de la structure (R = 4)

Tableau IV.10: Vérifications des déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (cm)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
6	0,169	0,118	0,676	0,472	3,06	Vérifiée
5	0,179	0,133	0,716	0,532	3,06	Vérifiée
4	0,188	0,149	0,752	0,596	3,06	Vérifiée
3	0,191	0,160	0,764	0,640	3,06	Vérifiée
2	0,185	0,190	0,740	0,760	3,06	Vérifiée
1	0,270	0,257	1,080	1,028	3,06	Vérifiée
RDC	0,170	0,194	0,680	0,776	3,00	Vérifiée



Chapitre V
Etude des portiques

V.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

V.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

$$\begin{array}{l} \text{Poutres :} \\ \text{Poteaux :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \\ \\ \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

V.2 Ferrailage des poutres :

V.2.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

V.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

$$\text{Section d'armature minimale : } A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t ;$$

$$\text{Section d'armature maximale : } \begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases} ;$$

V.2.3 Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée, les résultats de l'autre poutre seront notés dans des tableaux.

Poutres principales intermédiaires (30x45) cm²

- **Armatures longitudinales**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers exigé par le R.P.A et qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% (b \times h) = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

a. En travée

$$(M_{Sp1}) \Rightarrow M_{t_{sp1}} = 53,4 \text{ KN.m}$$

$$(M_{Sp2}) \Rightarrow M_{t_{sp2}} = 40,9 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 1,30 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (M}_{Sp1})$$

Données :

-Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.

-Hauteur de la section $h_t = 45 \text{ cm}$.

-Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 40,5 \text{ cm}$

-Fissuration non préjudiciable

$$-F_{bc}=18,48 \text{ MPa}$$

$$-\sigma_s=400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{53,4 \cdot 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,058 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,970$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53,4 \cdot 10^3}{0,970 \cdot 40,5 \cdot 400} = 3,39 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T14 $A_s=4,62\text{cm}^2$

b. En appuis

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 88,6 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 92,2 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,96 < 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b} = \frac{88,66 \cdot 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 14,17} = 0,127 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,931$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{88,66 \cdot 10^3}{0,931 \cdot 40,5 \cdot 348} = 6,75 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12+3T14 $A_s=8,01\text{cm}^2$

• Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{28} / fe = 0,23 x 30 x 40,5 x 2,1 / 400 = 1,46 \text{ cm}^2.$$

$A_{adoptée} > A_{min}$condition vérifiée.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 94 \times 10 / (30 \times 40,5) = 0,77 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\begin{cases} \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = (3,25, 5) \\ \tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

c. Diamètre des armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l)$$

$$\varnothing_t \leq \min (12,85 ; 30 ; 12)$$

On adopte : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

d. Espacement

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (40,5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Zone nodale: } S_t &\leq \min (h/4 ; 12\varnothing_t ; 30 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min (11,25 ; 16,8 ; 30 \text{ cm}) \end{aligned}$$

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

Zone courante: $S_t \leq h/2$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

e. Vérification de la section d'armatures minimale

$$\frac{A_t \times f_s}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,38 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_s}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,77 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,0228 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,0228S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,342 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

f. Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{u,ser} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max T = 94 KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,76 \text{ cm}$

$$\tau_{u,ser} = 94 \times 10 / 0,9 \times 40,5 \times 3,76 \times 6 = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,14 \times 2,1 = 2,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u,ser} = 1,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 2,39 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

g. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi / 4 \tau_s$

Avec ϕ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,835) = 42,32 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,2 = 6.6 \text{ cm}$

h. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_l = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,81 \text{ cm}$$

$$\phi_l = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 27,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 18,10 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

• **Vérification des contraintes (ELS)**

$$M_{ser} = 64,6 \text{ KN.m} ; A = 4,62 \text{ cm}^2$$

a-Position de l'axe neutre

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 27,72y - 1122,66 = 0 \Rightarrow y = 7,77 \text{ cm}$$

b-Moment d'inertie

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 34386,10 \text{ cm}^4$$

c-Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_b

$$\sigma_b = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{64,6 \times 10^3}{34386,10} \times 7,77 = 14,59 \text{ MPa}$$

bc $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 14,59 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d-Vérification de la flèche

$$M_{tsmax} = 64,6 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = (5,68+1.5).4,9^2/8 = 21,54 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'E.L.S})$$

$$A_s = 4,62$$

- $h/L > 1/16 \Rightarrow 0,62 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,018 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,0038 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Les valeurs des moments max en appuis et en travées 1er et 2eme genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Moments max des poutres principales intermédiaire

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport Msp ₁ /Msp ₂	Moments de calcul (KN/m)
		Msp1	Msp2		
Terrasse	Appuis	88,6	92,2	0,96	88,61
	Travées	53,4	40,9	1,30	53,4
Etage courants RDC	Appuis	98,1	101,3	0,96	98,17
	Travées	58,2	45,8	1,27	58,2

Tableau V.2 : Moments max des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport Msp ₁ /Msp ₂	Moments de calcul (KN/m)
		Msp1	Msp2		
Terrasse	Appuis	34,4	61,7	0,55	52,82
	Travées	37,9	28,8	1,31	37,95
RDC Etage courants	Appuis	68,7	72	0,95	68,78
	Travées	37,1	31,7	1,17	37,16

Tableau V.3 : Moments max des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport Msp ₁ /Msp ₂	Moments de calcul (KN.m)
		Msp1	Msp2		
Terrasse	Appuis	30,2	38,3	0,78	12,01
	Travées	12	25,3	0,47	30,24
RDC Etages courants	Appuis	35,8	46,1	0,77	17,28
	Travées	17,2	30,1	0,5	35,82

Tableau V.4: Moments max des poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport Msp ₁ /Msp ₂	Moments de calcul (KN.m)
		Msp1	Msp2		
Terrasse	Appuis	24,9	42	0,59	24,92
	Travées	24,1	31,3	0,76	24,11
RDC.6	Appuis	27,4	44,3	0,61	27,47
	Travées	22,3	35,5	0,62	22,33

Tableau V.5: Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As _(calculé)	A _{min}	Choix	As
Terrasse	Appuis	52,82	4,62	6,75	3T14+3T12	8.00
	Travées	37,95	3,39	6,75	3T14+3T12	8.00
RDC	Appuis	68,78	8,01	6,75	3T14+3T12	8.01
Etages courant	Travées	37,16	4,62	6,75	3T14+3T12	8.00

Tableau V.6: Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As _(calculé)	A _{min}	Choix	As
Terrasse	Appuis	88,61	6,98	6,75	3T14+3T12	8,01
	Travées	53,4	3,39	6,75	3T14+3T12	8,01
RDC_Etages courant	Appuis	98,17	7,53	6,75	3T14+3T12	8,01
	Travées	58,2	4,62	6,75	3T14+3T12	8,01

Tableau V.7: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	A _{min}	Choix	As
Terrasse	Appuis	12,01	1,13	5.25	3T14+2T12	6.87
	Travées	30,24	2,26	5.25	3T14+2T12	6.87
RDC.Etages courant	Appuis	17,28	1,57	5.25	3T14+2T12	6.87
	Travées	35,82	3,39	5.25	3T14+2T12	6.87

Tableau V.8: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaire

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	A _{min}	Choix	As
Terrasse	Appuis	24,92	2,36	5.25	3T14+2T12	6.87
	Travées	24,11	2,36	5.25	3T14+2T12	6.87
RDC_Etages courant	Appuis	27,47	2,36	5.25	3T14+2T12	6.87
	Travées	22,33	2,36	5.25	3T14+2T12	6.87

V.3 Ferrailage des poteaux

Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \text{Situation normale : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;

Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone II) ;

Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;

Le diamètre minimum est de 12 mm ;

La longueur minimale des recouvrements est de : $\left\{ \begin{array}{l} 40\phi \text{ en zone I et II} \\ 50\phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$

Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau V .9: les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	Amin=0,7 % b.ht	Amax1=4% b.ht	Amax2=6% b.ht
(45x45) cm ²	14,17cm ²	81cm ²	121,5cm ²
(40x40) cm ²	11,2cm ²	64cm ²	96 cm ²
(35x35) cm ²	8,57cm ²	49cm ²	73,5cm ²

V.3.2 Exemple de calcul :

V.3.2.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau V.10 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (45 x 45) cm ²	Type 2 (40 x 40) cm ²	Type 3 (35 x 35) cm ²
Combinaison				
A	N_{max} [t]	148,56	94,54	56,53
	M_{cor} [t.m]	0,24	0,36	0,42
B	N_{min} [t]	5,29	18,31	1,25
	M_{cor} [t.m]	2,29	2,15	1,42
C	M_{max} [t.m]	4,37	6,25	3,92
	N_{cor} [t]	0,08	5,32	3,85

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Tableau V.11 : Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (45 x 45) cm ²	Type 2 (40 x 40) cm ²	Type 3 (35 x 35) cm ²
Combinaison				
A	N_{max} [t]	132,67	77,01	43,46
	M_{cor} [t.m]	1,87	1,18	3,98
B	N_{min} [t]	65,93	0,69	2,01
	M_{cor} [t.m]	0,41	0,43	1,43
C	M_{max} [t.m]	6,68	6,25	4
	N_{cor} [t]	65,93	4,64	3,63

V.3.3 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

Enrobage : $c = 2,5$ cm ;

Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;

Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;

Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;

Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa ;

Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptées} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

A_{cal} est tirée du logiciel SOCOTEC.

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau V.12: Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Combi	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]
		N _u [t]	M _u [t.m]	A _{cal} [cm ²]	N _{ACC} [t]	M _{ACC} [t.m]	A _{st} [cm ²]		
Type 1 (45 x 45) cm ²	A	148,56	0,24	0	132,67	1,87	0	14,17	4T20/face + 4T12 = 17,09
	B	5,29	2,29	0,08	65,93	0,41	0		
	C	0,08	4,37	0,31	65,93	6,68	0		
Type 2 (40 x 40) cm ²	A	94,54	0,36	0	77,01	1,18	0	11,2	4T16/face+ 4T14= 14,20
	B	18,31	2,15	0	0,69	0,43	0,02		
	C	5,32	6,25	0,42	4,64	6,25	0,43		
Type 3 (35x 35) cm ²	A	56,53	0,42	0	43,46	3,98	0	8,57	8T14 = 9,05
	B	1,25	1,42	0,11	2,01	1,43	0,1		
	C	3,85	3,92	0,31	3,63	4	0,32		

V.3.4 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,29 \times 100}{45 \times 42,5} = 0,067 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,067 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

V.3.5 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_s}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

a) $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

c) Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 5}{0,45} = 7,77 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 12}{45 \times 235} = 0,042 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\phi_8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

E) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$< 2,03 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

F) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_g}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 83,33 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 83,33 \text{ cm} \right.$$
$$L' = 2h' = 90 \text{ cm}$$

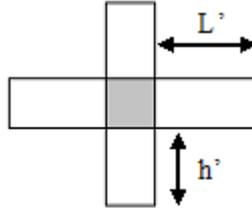


Figure V.1 : La zone nodale.

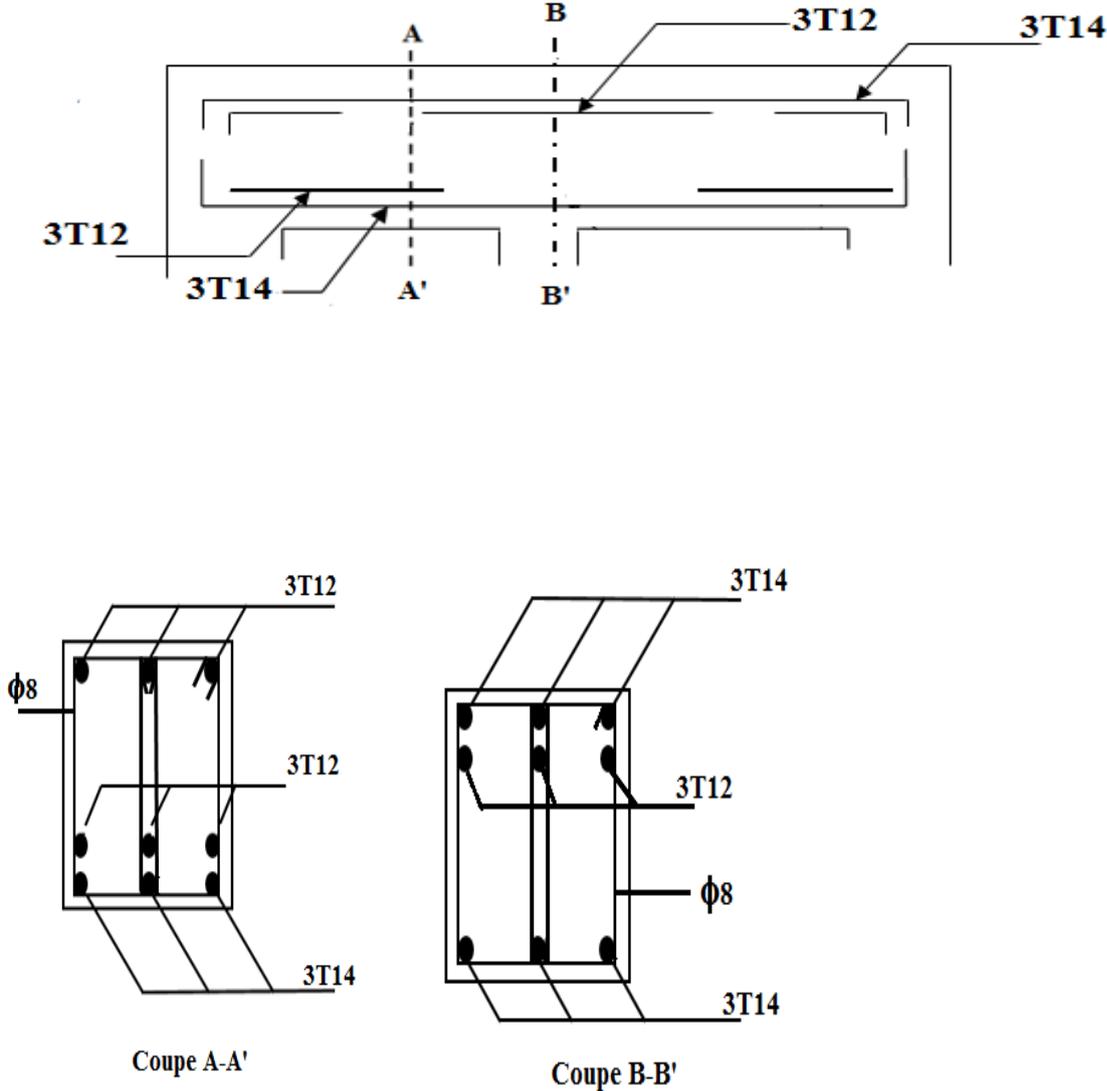


Figure V.2 : Ferrailage des poutres

Chapitre VI
Calcul et ferrailage
des voiles

VI.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 5,10 m du sous-sol, puis de 3,06 m pour le reste des étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25 = 306 / 25 = 12,24 \text{ cm}, \text{ l'épaisseur des voiles a été prise égale à } 20 \text{ cm}.$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VI.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VI.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

M : moment fléchissant appliqué ;

I : moment d'inertie.

A : section du voile ;

On distingue 3 cas :

- Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_s$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- Troisième cas :

(σ_1 et σ_2) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_s} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.4 Ferrailage des voiles :

$$A = 2,01 \text{ m}^2$$

$$I = 2,09 \text{ m}^4$$

$$V = 2,5 \text{ m}$$

$$0,8G + EY :$$

$$N = 122,21 \text{ t}$$

$$M = 1,13 \text{ t.m}$$

$$V_u = 1,2 \text{ t}$$

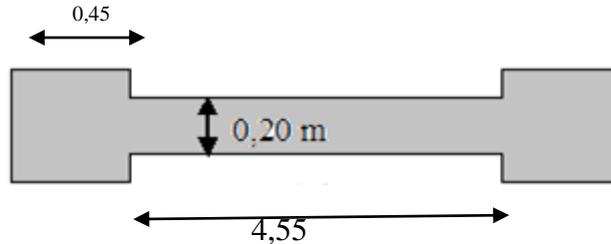


Figure VI.1 : Schéma du voile + poteaux.

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{122,21}{2,01} + \frac{1,13 \times 2,5}{2,09} = 62,15 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{122,21}{2,01} - \frac{1,13 \times 2,5}{1,11} = 58,25 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L.$$

b) Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Le diamètre

$$D \leq 1.a / 10 \text{ (mm)} \quad D \leq \frac{1 \times a}{10} \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

Donc : on prend : $5T10 \text{ p.ml} = 3,93 \text{ cm}^2$

c) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_s} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_s} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1,2}{40000} = 0,0000462 \text{ m}^2 = 0,462 \text{ cm}^2$$

d) Armatures totale :

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3,462 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **5T12 p.ml** = 5,65 cm²

e) L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

VI.5 Vérification à l'ELS :**a) L'espacement :**

Selon le RPA 99/03 : $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc : $S_t \leq \min\{S_{tBAEL} ; S_{tRPA}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Vérification des contrainte de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,2 \times 10}{20 \times 0,9 \times (500 - 45)} = 0,00146 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,0025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 1,2 \times 10}{20 \times 0,9 \times (500 - 45)} = 0,20 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

VI.6 Disposition des armatures :**VI.6.1 Armatures verticales :**

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur

$\frac{1}{10}$ De la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 500 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.6.2 Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur : $S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI.6.3 Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

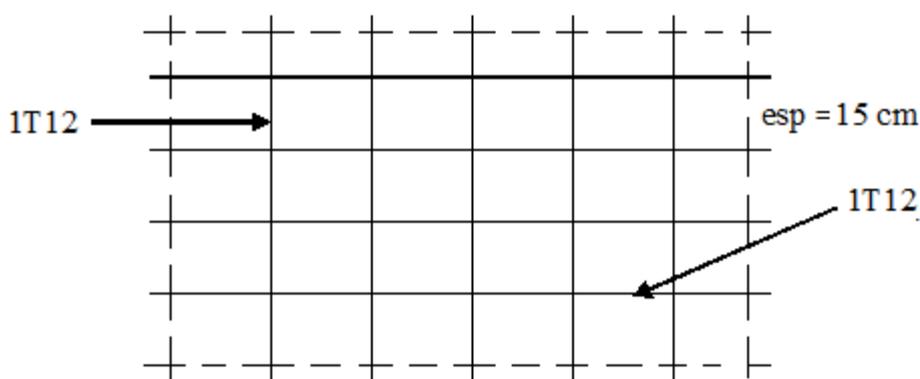


Figure VI.2 : La disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VII
Etude de
l'infrastructure

VII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.2 Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie ancrée dans le sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 5,10 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = 5 kN/m^2 ;
- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VII.2.1 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 1,7 \times 5,1 = 2,34 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,5 \times 5,1 = 0,69 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 4,19 \text{ t/ml}$$

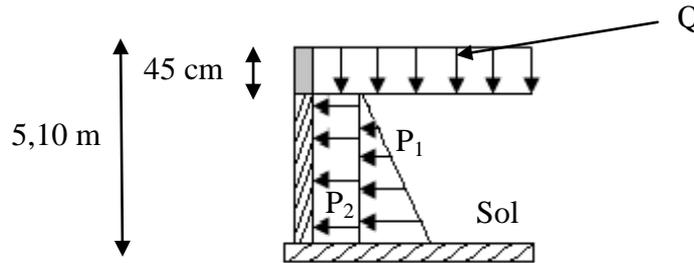


Figure VII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VII.2.2 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 5,10 - 0,45 = 4,65 \text{ m} \\ L_y = 5 - 0,45 = 4,55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1,02 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0368 \times 2,5 \times 4,65^2 = 1,98 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 1 \times 1,98 = 1,98 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{txx} = 0,85M_{0x} = 1,68 \text{ t.m} \\ M_{tyy} = 0,85M_{0y} = 1,68 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{txx}}{4} \Rightarrow 0,42 \text{ t.m} = 0,42 \text{ t.m}$$

VII.2.3 Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{txx} = 1,68 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1,68 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,68 \times 10^4}{0,982 \times 18 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

- Sens y :

$$M_{ty} = 1,68 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1,68 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,68 \times 10^4}{0,982 \times 18 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :
- Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptés} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 4T12 \rightarrow A_{ty} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\% b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptés} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 4T12 \rightarrow A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII.2.4 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 1 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 2,5 \times \frac{4,65}{2\left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 3,87 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 2,5 \times \frac{4,65}{3} = 3,87 \text{ t} \leq V_x = 3,87 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{max} = 3,87 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{db_0} = \frac{3,87 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,215 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1 \\ \nu = 0 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 3,03 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0441 \times 2,5 \times 4,65 = 0,51 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 1 \times 0,51 = 0,51 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,433 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,433 \text{ t.m} \end{cases}$

• **Sens x :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,52 \times 100}{100 \times 18} = 0,25 \xrightarrow{\text{abaques}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,433 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 4,52} = 57,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_s ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 57,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{57,10}{58,53} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- Sens y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,52 \times 100}{100 \times 18} = 0,25 \xrightarrow{\text{abaques}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,433 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 4,52} = 57,10 \text{ MPa}$$

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

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 57,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{57,10}{58,53} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec 4T12 = 4,52 cm²/ml chacune et avec un espacement de 25 cm.

VII.3 Etude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 2 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU

Le choix du type des fondations dépend de :

- 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.

VII.3.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ou ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N/\sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bar} = 15 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 4349 \text{ t} \Rightarrow S = 289,93 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 3173,39 \text{ t} \Rightarrow S = 211,55 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VII.3.1.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 355,64 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 81,52\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges

apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opté comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VII.3.2 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure)

VII.3.3 Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,00 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq d \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 25 \text{ cm} \\ h = d + c = 25 + 2 = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Condition de cisaillement :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{max}}{2} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0,9 \times 25 \times 0,07 f_{c28}} = \frac{4349 \times 5,00 \times 1,15}{0,9 \times 2 \times 355,64 \times 0,07 \times 25} = 22,32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

c) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm, $h_r = 40 \text{ cm}$

e.1) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 399,94 \text{ m}^2$

d) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} \right.$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L = 5,00 \text{ m}$

e) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right]$$

$$= 2,5[(0,40 \times 399,94) + (0,7 \times 0,5 \times 169,5)] = 438,24 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 4349 + 548,25 = 4897,25 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 12,24 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 15 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} ; \text{Condition vérifiée}$$

f) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI / K \times b}$

$$I : \text{inertie de la poutre} : I = \frac{bh^3}{12} = 0,014 \text{ m}^4 ;$$

$$K : \text{Coefficient de raideur du sol } K = 500 \text{ t/m}^3 ;$$

$$L_s = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,014}{500 \times 0,5}} = 5,18 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5,18 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_s = 9,00 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

g) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{sbr}}{S_r} = \frac{4897,25}{399,94} = 12,24 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 1,00 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 11,24 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :
 $Q = 11,24 \text{ t/m}^2$

h) Vérifications diverses :

h.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$

γ_w : Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = 2,00 m ;

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 399,94 \times 2,00 = 1199,82 \text{ t}$$

$N_u \geq 1199,82 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée}$

VII.3.4 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VII.3.4.1 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS et l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VII.3.4.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{4349}{399,94} = 10,87 \text{ t/ml} \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3173,39}{399,94} = 7,93 \text{ t/ml} \end{cases}$$

VII.3.4.3 Calcul du ferrillage :

a) Détermination des efforts :

Tableau VII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
4,65	4,55	1	0,0368	8,64	7,34	3,024	1	8,64	7,34	3,024

Les efforts à l'ELS $\nu = 0$

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
4,65	4,55	1	0,0441	7,56	6,42	2,64	1	7,56	6,42	2,64

b) Calcul des armatures :

- Suivant $L_x = L_y$

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,34 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,34 \times 10^4}{0,990 \times 45 \times 348} = 4,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T14 = 6,16 cm², avec un espacement de 10 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,024 \times 10^4}{100 \times 45^2 \times 14,17} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,024 \times 10^4}{0,995 \times 45 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10 = 3,14 cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

$$A_y = 4,73 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm} ; \text{Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

- Sens x :

$$A_x = 4,73 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \times \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,16 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

$A_{adoptées} (cm^2)$	4T20(fil) + 4T14 (chap) = 18,73	4T14 (fil) + 4T12 (chap) = 10,68
-----------------------	---------------------------------	----------------------------------

b) Sens transversale:

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 11,24 \times 2,27 = 17t/m \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{17 \times 5^2}{8} = 53,12 t.m \end{cases}$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 45,15 t.m$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{45,15 \times 10^4}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,160 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,912 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45,15 \times 10^4}{0,912 \times 63 \times 348} = 22,58 cm^2/ml \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ère} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{ème} \text{ lit : 4T16} \rightarrow A = 24,13 cm^2 \\ 3^{ème} \text{ lit : 4T16} \end{cases}$$

- Sur appui :

Tableau VII.3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$0,5 \times M_0 = 26,56$	$0,35 \times M_0 = 18,59$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,094 \rightarrow 0,951$	$0,066 \rightarrow 0,966$
$A_s (cm^2)$	12,73	8,77
$A_{adoptées} (cm^2)$	4T16 (fil) + 4T14 (chap) = 14,20	4T14 (fil) + 4T12 (chap) = 10,68

VII.3.4.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1f_c) = 80 cm$

Dans notre cas $h_a=80 cm$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures

risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section (0,5 x 0,7) m² on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,5 + 0,7) = 7,2 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T16 = 8,04 cm²

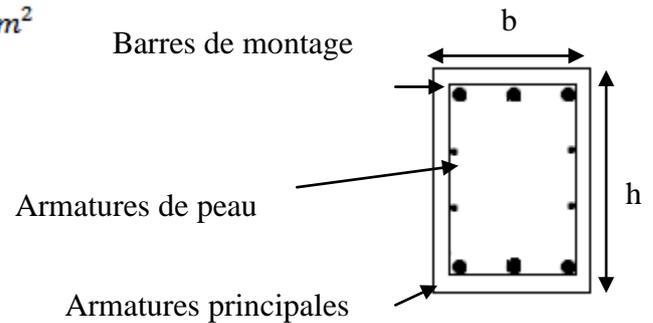


Figure VII. 2 : Schéma représentant les armatures de peau.

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{ql}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{28,1 \times 10}{50 \times 63} = 0,089 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,089 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{20 ; 12 ; 50\} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{17,4 ; 14,40\} = 14,40 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit 4T10 = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow 1,03 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

*Conclusion
générale*

Conclusion générale et Perspectives

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier de technicien d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore:

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité;
- La conception;
- La forme de l'élément et comment travaillé.

Nous avons appris à étudier tous les éléments concernant les constructions en béton armé on passants par plusieurs difficultés comme l'utilisation du logiciel ETABS et la stabilisation de notre structure...etc.

Nous souhaitons que le modeste travail représente pour nous une bonne base dans le domaine du bâtiment et que cela nous permette d'élaborer dans notre future vie professionnelle avec moins de difficultés.

Perspectives

Pour ce qui est des perspectives de cette étude qu'il pourrait être intéressant d'introduire un autre paramètre tel que l'effet de température pour compléter et étendre ce travail, on peut mentionner les points suivants:

- Etant donné l'importance des effets de température sur le comportement et la résistance de la structure, il sera sans doute important de mettre entre les murs extérieurs des matériaux isolants tels que du polystyrène ou des déchets de cartons compressés afin de diminuer l'effet de la température en période d'été et l'augmentation de cette température en période hivernale et par conséquent une diminution de la consommation de l'énergie électrique.

- L'utilisation du corps creux en polystyrène permettra aussi une diminution de la charge permanente au niveau des planchers, de plus ce matériau constitue donc un bon isolant thermique et phonique.
- Il paraît important d'utiliser des matériaux légers pour les revêtements, de plus l'utilisation des matériaux écologiques pour les murs façades tels que le verre et le bois et d'autres matériaux composites.

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
A_s	Section D'aciers
A_s'	Section D'aciers Comprimés
A_{max} , A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A_s	Armatures Supérieures
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales
B_r	Section Réduite
B_o	Section Homogène Totale
E_s	Module D'élasticité
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I_0	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M_a	Moment Sur Appui.
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A J_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service
N_u	Effort Normal Ultime
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V_u	Effort Tranchant A L'E.L.U
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T

b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à- j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{r28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
\mathcal{E}_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier

τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement

*Référence
bibliographique*

Références Bibliographiques

REGLEMENT :

- BAEL 91 (version 99) : Béton Armé aux Etats Limites
- RPA 99 (version 2003) : Règlements Parasismiques Algériens
- RNV 99 : Règles Neige et Vent.
- CBA 93 : Calcul de Béton Armé
- DTR B.C 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges Permanentes et Charges d'Exploitations)
- Mémoire de fin d'étude (M^{me}. Said Aicha ,Mokhtari Hanane)
- Cours Parasismique, Béton Armé, Analyse des Structures.

LOGICIELS :

- Logiciel de SAP 2000.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- WORD 2007 , Excel 2007
- AUTO CAD 2014.
- ETABS