

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+E.sol) à usage multiple
Contreventée par des portiques et voiles en béton armée.*



Dirigé par:
M^r : KHELIL.

Etudié par :
M^r : BEN MEDJEBER Massinissa.
M^r : ZIANI Ahmed.

Année 2017/2018

REMERCIEMENT

Tous d'abord nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur Mr KHELIL pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es).

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

DÉDICACES

Ce travail est dédié à :

La mémoire de mon défunt père, celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de bonté et de volonté.

Celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, ma très chère mère.

Mes cher frères et sœurs que je leurs souhaite tout le succès.

Mes tantes et oncles.

Toute ma famille.

Mon binôme BENMEDJEBER Massinissa.

Tous mes ami (e)s.

Ahmed

DÉDICACES

Ce travail est dédié à :

Celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de bonté et de volonté, mon très cher père.

Celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, ma très chère mère.

Mes grands-parents que je leur souhaite longue vie.

Mon cher frère Loumas que je lui souhaite tout le succès.

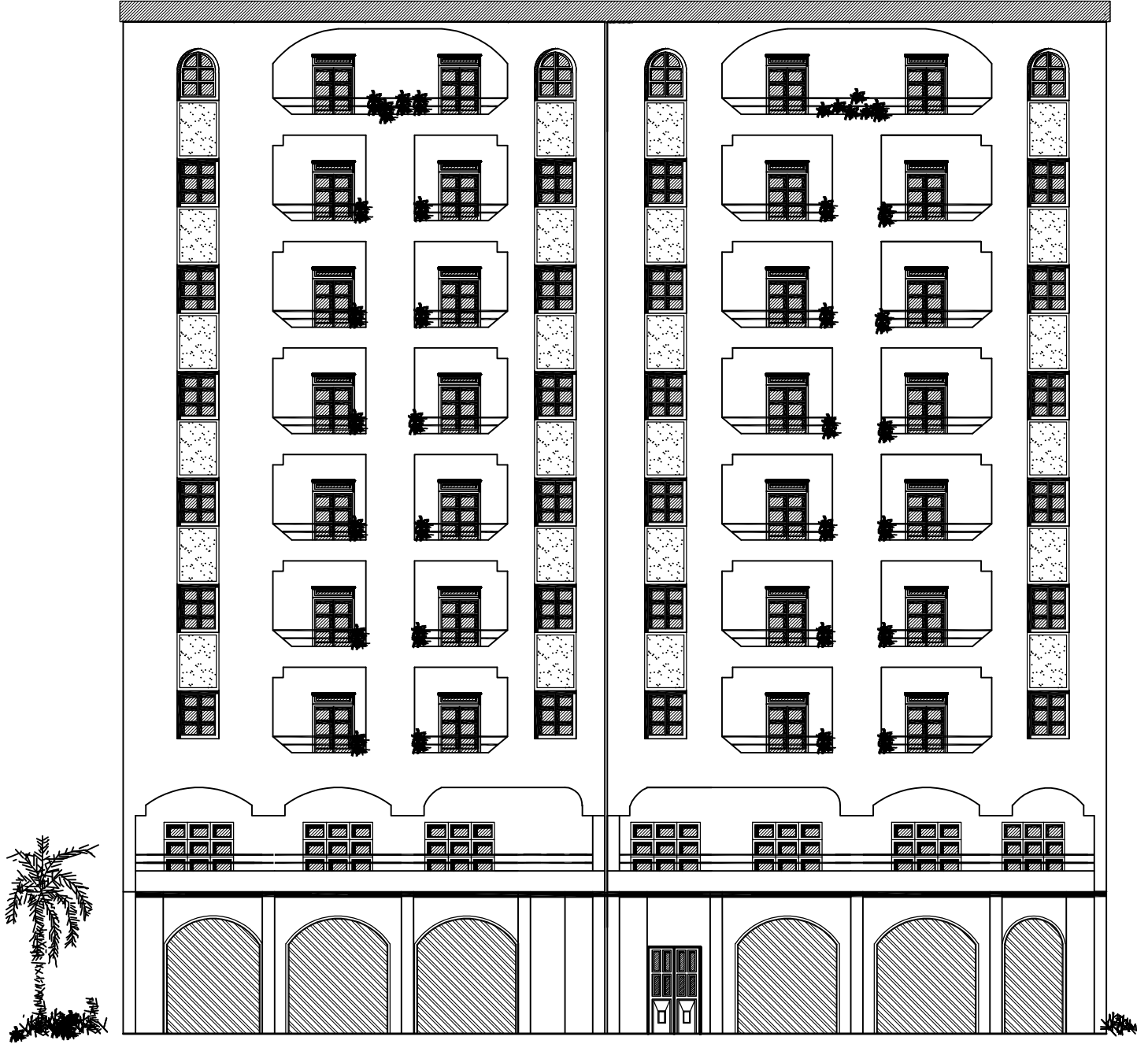
Mes tantes et oncles.

Toute ma famille.

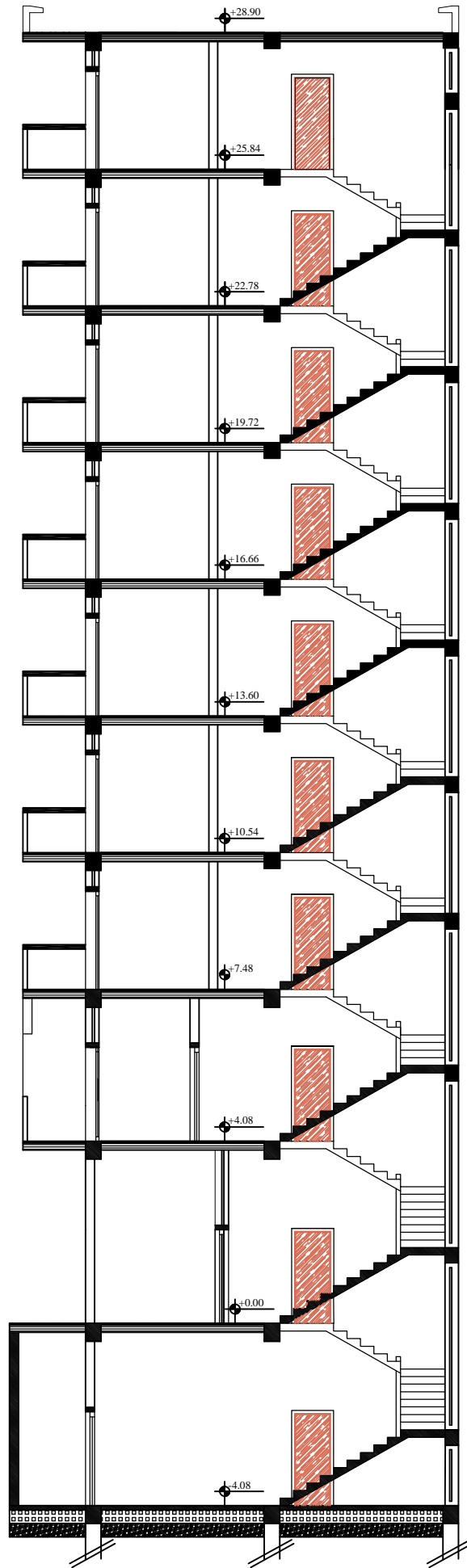
Mon binôme G.I.F.N.F. Ahmed.

Tous mes ami (e)s.

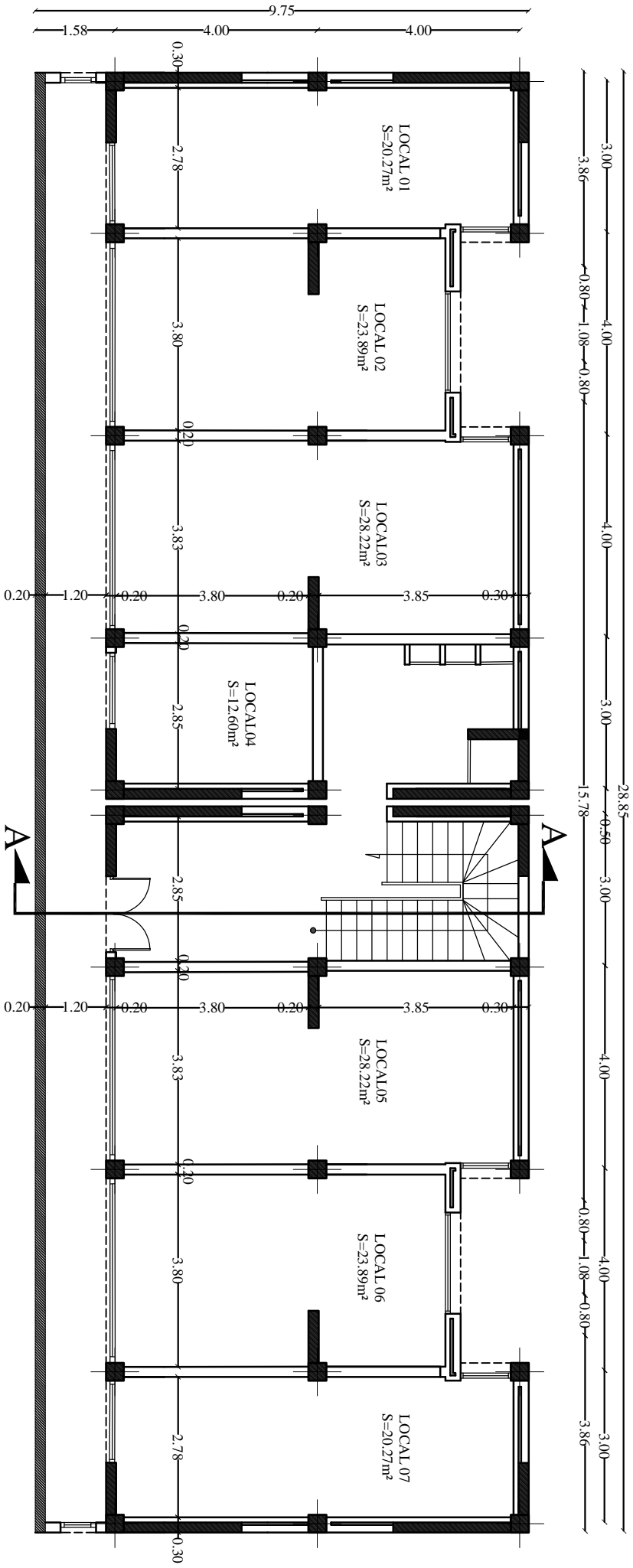
Massi



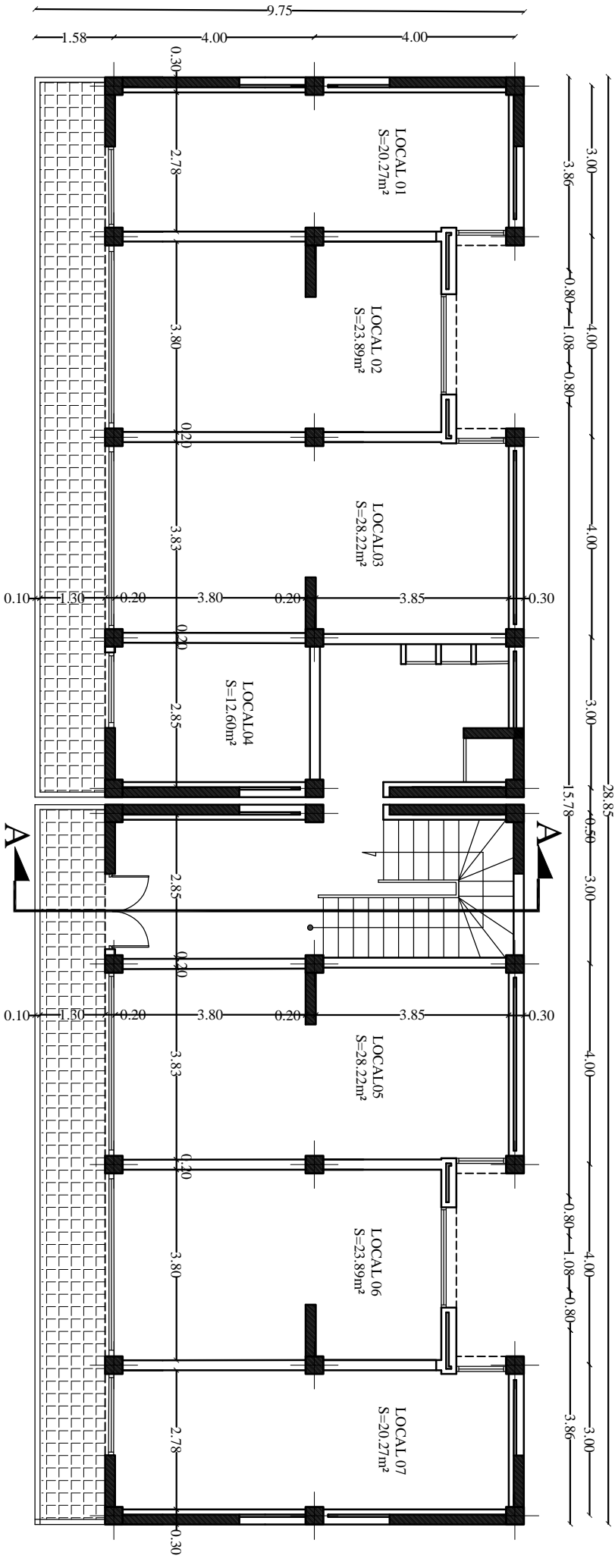
FACADE PRINCIPALE



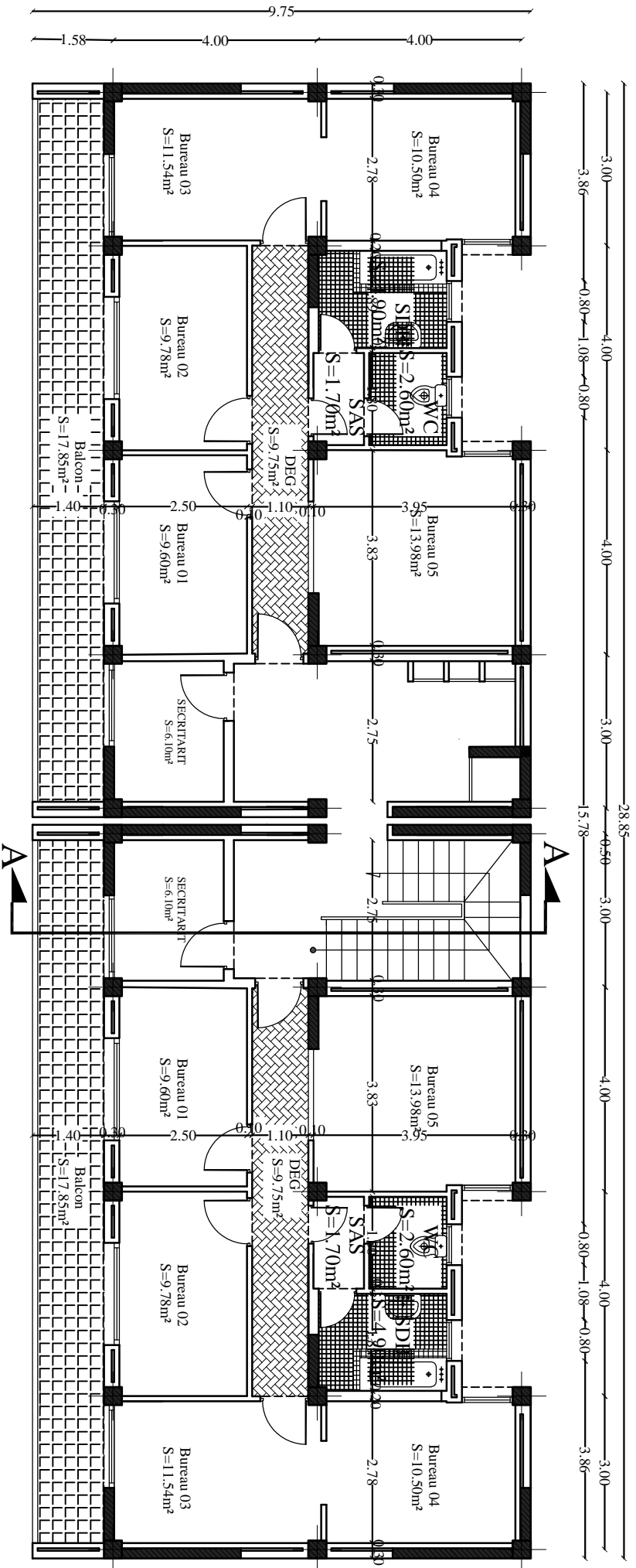
COUPE A A



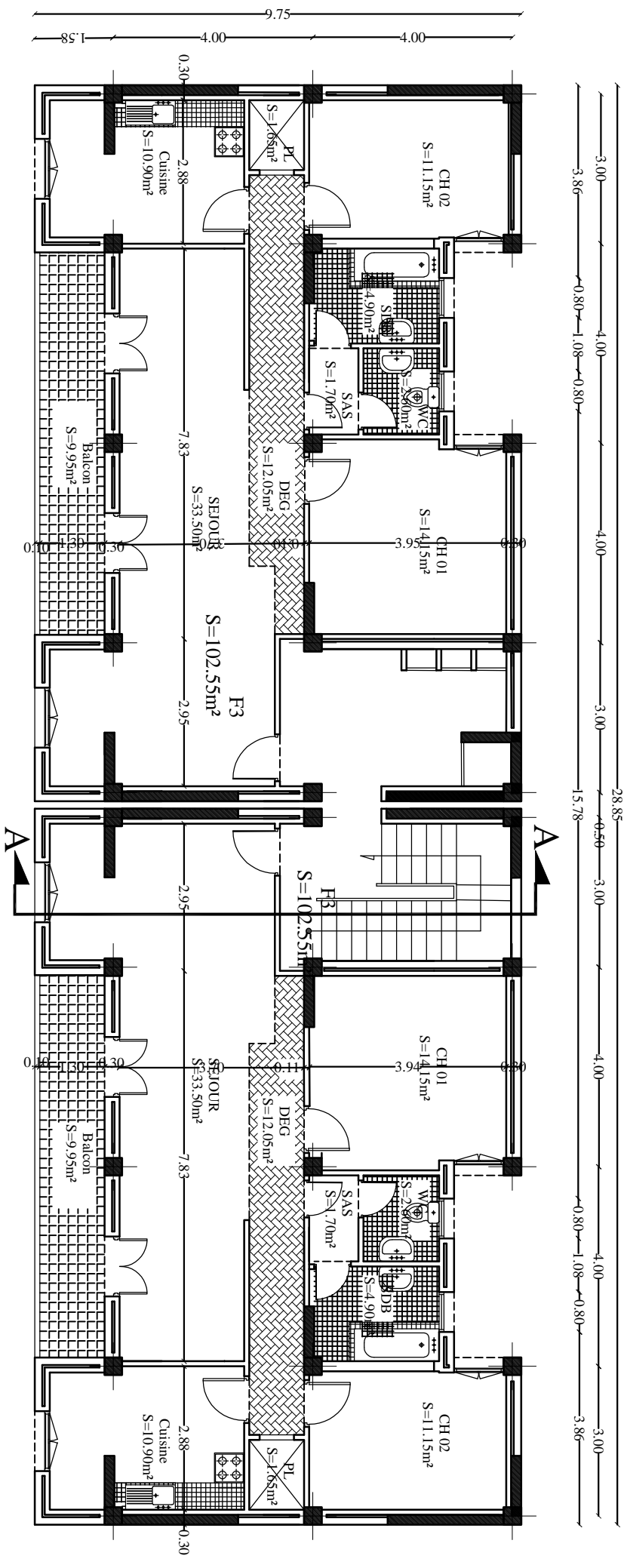
PLAN DE L'ENTRE SOL



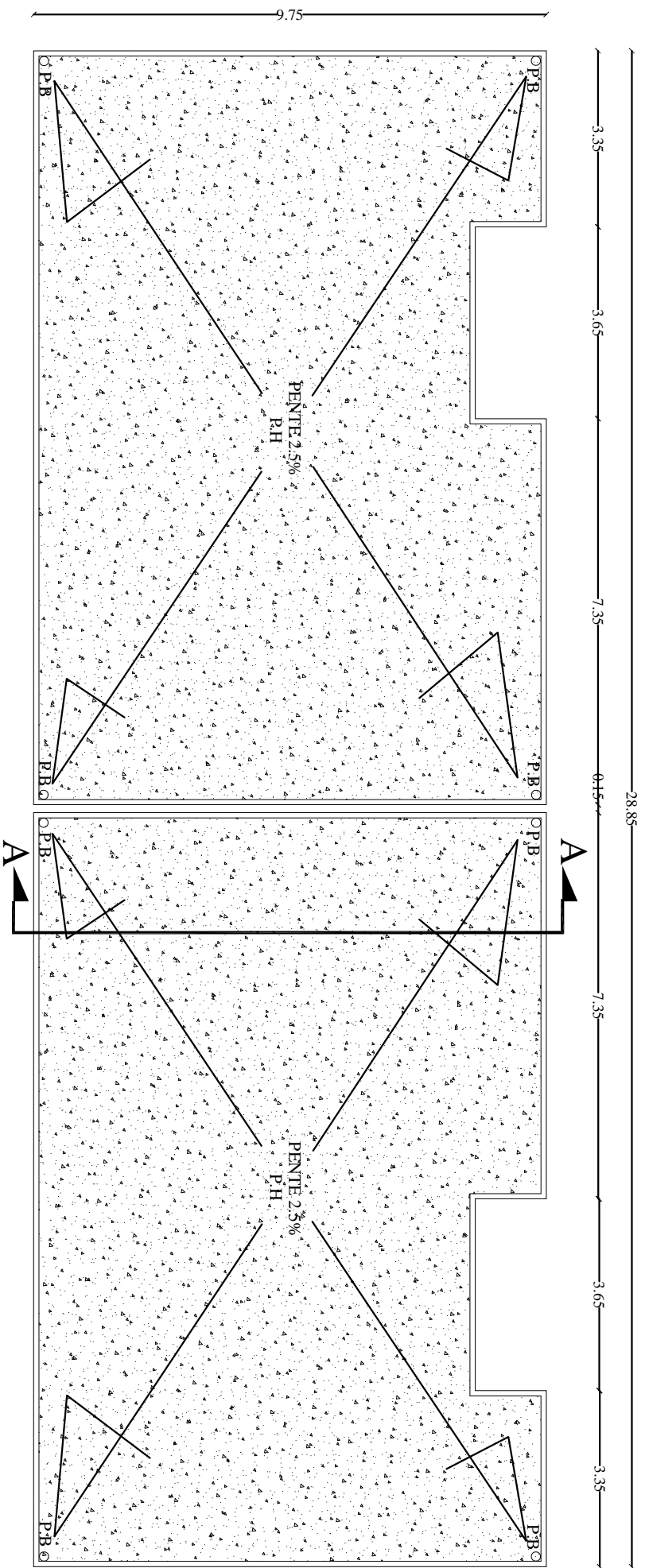
PLAN DE RDC



PLAN D'ETAGE DE SERVICE



PLAN D'ETAGE
01-02-03-04-05-06-07



PLAN DE TERRASSE

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage.....3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux15

Chapitre III : Calculs des éléments.....33

- ✓ Acrotère33
- ✓ Escalier42
- ✓ Poutre palière82
- ✓ Balcon97
- ✓ Salle machine104
- ✓ Plancher113

Chapitre IV : Etude de contreventement.....132

Chapitre V : Présentation de logiciel robot151

Chapitre VI : vérification des exigences de RPA167

Chapitre VII : Ferrailage de la structure.....193

- ✓ Ferrailage des poteaux.....211
- ✓ Ferrailage des poutres.....224
- ✓ Ferrailage des voiles.....234

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....242

Conclusion

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née de besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue comme une alternative à même de tenir compte de cette nouvelle exigence.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants de deux blocs de bâtiments à usage d'habitation, service et commercial séparés par un joint sismique. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de neuf chapitres.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré- dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude de contreventement sur la structure dans le quatrième chapitre afin de justifier le comportement de notre structure. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse de *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ROBOT 2016 Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre sept. L'étude

des fondations fera l'objet du huitième chapitre. On a conclu notre projet avec une étude sur le mur plaque.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003*.

I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifié en 99**)

I.2 Description

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment qui est composé de deux blocs séparé par un joint sismique de (R + 7 Etages a usage d'habitation + Etage de service + Entre-sol) avec une terrasse inaccessible.

À usage d'habitation, commercial et service. Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La contrainte admissible $\sigma_{adm}=2.5 \text{ bar}$

I.3 Les données géométriques

Le présent ouvrage à une forme en plan rectangulaire avec les dimensions :

	Bloc gauche	Bloc droit
) Largeur en plan	9.75 m	9.75 m
) Longueur en plan	14.35 m	14.35 m
) Hauteur total	32.98 m	32.98 m
) Hauteur d'étage courant	3.06 m	3.06 m
) Hauteur du RDC	4.08 m	4.08 m
) Hauteur d'étage du service	3.40 m	3.40 m
) Hauteur de la salle machine	3.06 m	

I.4 Le système structural

La structure du bâtiment est choisie en tenant de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

En conséquence, notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux-poutres) contreventée par des voiles en béton armé.

I.5 Les éléments de l'ouvrage

I.5.1 Ossature

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

) Contreventement par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

) Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

I.5.2 Planchers

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Des dalles pleines seront prévues pour les parties en saillies et les salles machines.

Le plancher terrasse sera inaccessible avec un système d'étanchéités multicouches avec forme de pente.

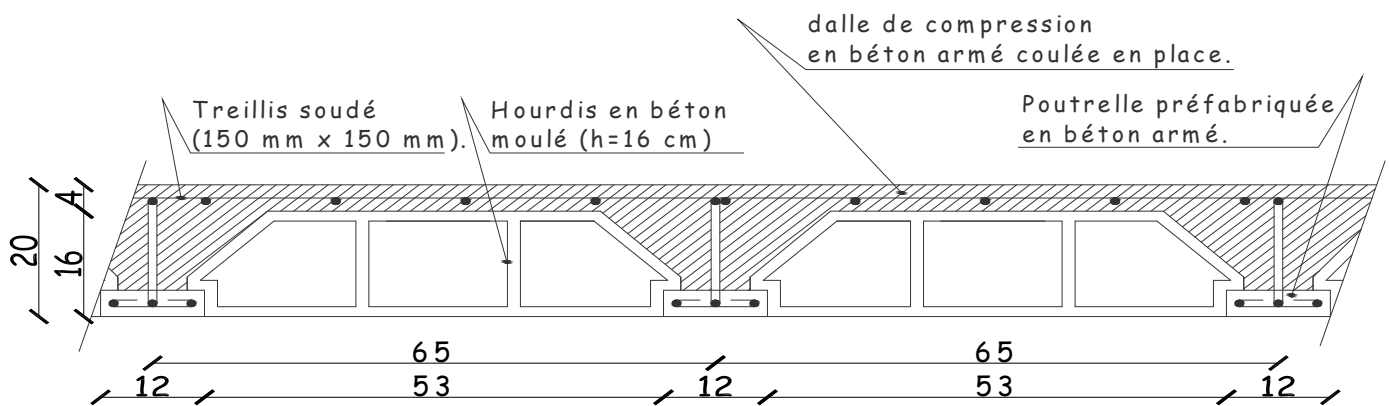


Fig.I.1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué)

I.5.3 Maçonnerie

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm $(10+5+10) = 25\text{cm}$.

Les murs de séparation intérieurs seront en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.5.4 Revêtements

-) Plâtre pour les cloisons intérieurs et plafonds.
-) Mortier de ciment pour les façades extérieures.
-) Carrelage pour les planchers et les escaliers.
-) Revêtement en céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

I.5.5 Escaliers

Le bâtiment dispose d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, elle est constituée de trois volées et de deux palier intermédiaire et coulés sur place en béton armé.

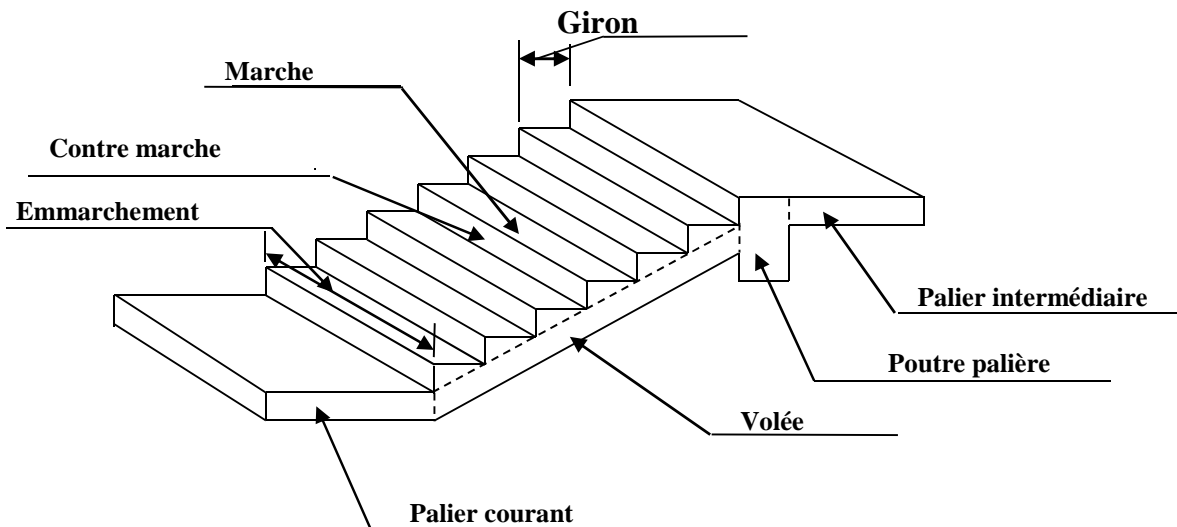


Fig.I.2 : Principaux termes relatifs à un escalier

I.5.6 Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle constitue une partie importante de l'ouvrage, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

L'étude du sol fait ressortir un terrain parfaitement stable constitué de trois formations géologiques :

-) Des dépôts de limon désignés sous le terme de terre végétale.
-) Une couche argileuse de texture schisteuse présentant des tranches légèrement altérées.
-) Une couche de marnes grises très résistantes.

En conclusion on optera soit, pour des semelles filantes sur du gros béton ou un radier, dans les deux cas avec une contrainte de calcul de 2.5 bars soit 0.25 MPa.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.5.7 Système de coffrage

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

I.5.8 Cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

I.5.9 Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse.

I.6 Le joint parasismique

Notre structure est composée de deux blocs séparés par un joint sismique, le joint doit assurer l'indépendance complète des blocs qu'il délimite et empêche leur l'entrechoquement, il doit être plans, sans débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Il dispose de façon a :

-) Séparer les blocs de bâtiment ou ouvrages accolés de géométrie et/ou de rigidités et de masses inégales.
-) Simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes ; forme en L, H, T...

I.7 Règlements utilisés

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91 modifié 99, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 version 2003 et le DTR-C2-47/NV99.

I.7.1 Principes des justifications (ArtA1.2 BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.7.2 Les différents états limites

a) États limites ultimes (ELU)

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

-) Equilibre statique de la construction (pas de renversement).

) Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).

) Stabilité de forme (pas de flambement).

b) Etats limite de service (ELS)

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue:

) États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.

) États limites d'ouverture des fissures.

) États limites de service de déformation.

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.8.1 Matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier.

I.8.2 Béton

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange intime de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200kg/m^3 et 2400kg/m^3 .

Le dosage courant par 1m^3 sera comme suite :

)Granulats : (sable 0/5, gravier5/25)

➤ Sable 400L

➤ Gravions 800L

)Ciment 350 kg/m^3 (CPA325)

)Eau de gâchage 175L

I.8.2.1 La résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement notée f_{c28} ,

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25$ [MPa], car il est facile à obtenir sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

La résistance caractéristique à la compression à j jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 \Gamma 0,83j} | f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Pour $j = 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

I.8.2.2 La résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en [MPa]

$$\text{à } t = 28 \text{ jours, } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I.8.2.3 La contrainte limite de service à la compression

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa].}$$

I.8.2.4 La contrainte limite ultime à la compression

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{exprimé en [MPa]})$$

Avec :

γ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\gamma = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\gamma = 0.9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\gamma = 0.85$: si la durée d'application est < 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs:

$\gamma_b = 1.5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

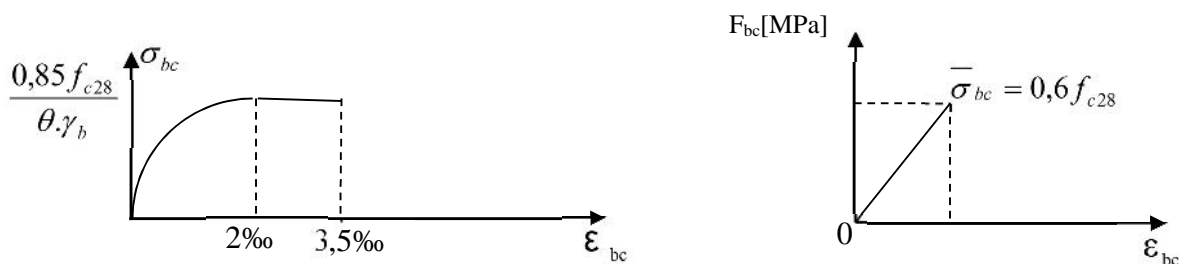
$$f_{bu} = \frac{0.85 | f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 | 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 | f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 | 25}{1.15 | 0.85} = 21.74 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle}$$

I.8.2.5 Diagrammes contraintes- déformation du béton: (Art A.4.3, 41 BAEL 91)

Le diagramme déformation (ϵ_{bc}) – contraintes (σ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle ».

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3.5‰.



0 ‰ ϵ_{bc} 2‰ compression pure.

Avec : (ϵ_{bc} raccourcissement du béton).

2‰ ϵ_{bc} 3.5 ‰ compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

I.8.2.6 Déformations longitudinales du béton

a) Module de déformation longitudinale instantanée du béton à j jours (Art A.2.1, 21 BAEL 91)

$$E_{ij} = 11000(f_{c_j})^{1/3} \text{ MPa.}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

b) Module de déformation différée du béton à j jours : (Art A.2.1, 21 BAEL 91)

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa.}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$

c) Module de déformation transversale :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

d) Le coefficient de poisson ν

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale par:

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0.2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

I.8.2.7 Contrainte tangentielle conventionnelle (BAEL 91 modifié 99/ Art 5.1)

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

τ_u Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq 0.2 \frac{f_{cj}}{b} \cdot 5 [\text{MPa}]$$

τ_u Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{b}, 4\text{MPa}\right).$$

1.8.3 L'acier

Il est utilisé dans le bâtiment pour renforcer les parties comprimées du béton, et assurer la résistance à la traction dans les parties tendues de ce dernier. On distingue trois types :

) **Les ronds lisses** : FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 [MPa] et 235 [MPa] respectivement.

) **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa].

) **Treillis soudé** : quadrillage en fil écrouis soudés électriquement de type TS520.

I.8.3.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ [MPa]}.$$

I.8.3.2 Coefficient de poisson des aciers

Il est pris égale à : $\nu = 0.3$.

I.8.3.3 Les contraintes limites

a) Contrainte limite à l'ELU

$$\sigma_s = X_s \frac{F_e}{S}$$

Avec :

σ_s : Coefficient de sécurité : $X_s = 1.15$ *situation durable.*
 $X_s = 1$ *situation accidentelle.*

b) Contrainte limite à l'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

) Fissuration peu nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

) Fissuration préjudiciable

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st}^{TM} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{tj}}\right).$$

) Fissuration très préjudiciable

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st}^{TM} \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{f_{tj}}\right).$$

η : coefficient de fissuration ; $\eta = 1.6$pour les HA si ≥ 6 mm.

$\eta = 1.3$pour les HA si ≤ 6 mm

I.8.3.4 Protection des armatures (BAEL 91/ Art 7.1)

L'enrobage de toute armature est au moins égal à:

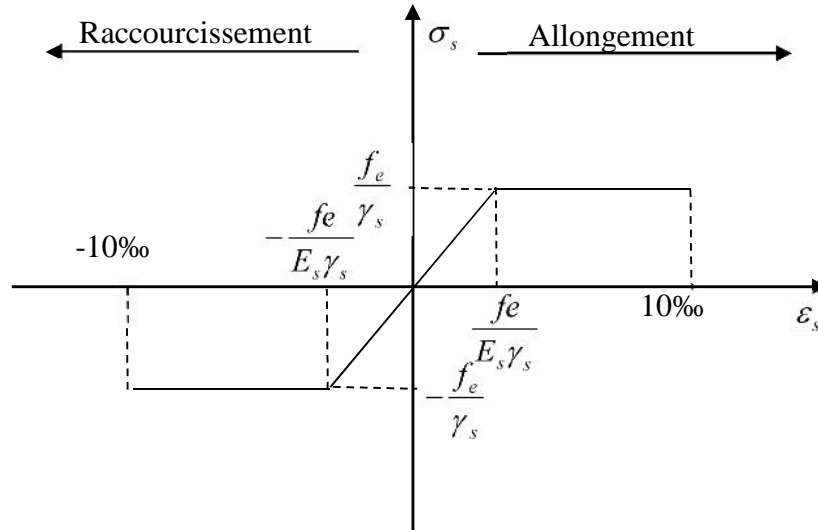
) 5cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.

) 3cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, qu'encre, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).

) 1cm pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient exposées aux condensations.

) Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.8.4 Diagrammes des contraintes – déformations de l'acier (BAEL 91/Art A.2.2, 2) :



II. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003** et les bases de **BAEL 91/modifié 99**, ainsi que le **DTR-B. C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.2 Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II.2.1 Les dalles en corps creux

Ils sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la règle suivante :

[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré. (Sens des poutrelles)

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$h_t \quad \frac{L}{22.5} = \frac{375}{22.5} = 16.65 \text{ cm}$$

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

On optera pour un plancher de (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

-l'épaisseur du corps creux : 16 cm

-l'épaisseur de la dalle de compression : 4cm

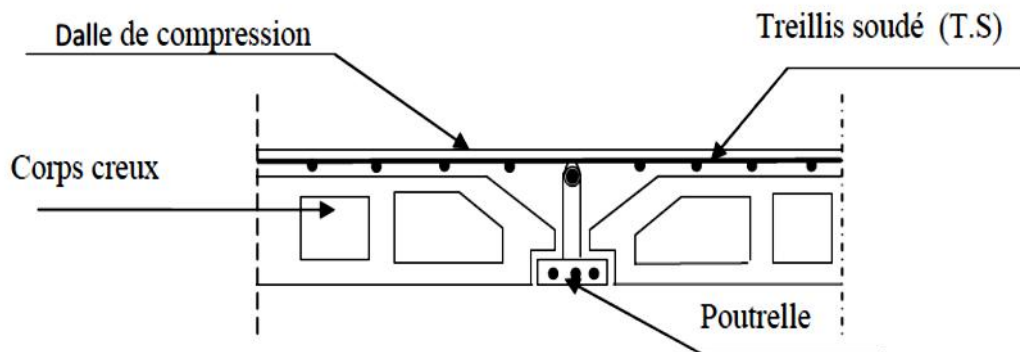


Fig.II.1 : Plancher en corps creux

II.2.2 Les dalles pleines (balcon)

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e = L_0 / 10$$

$L_0 = 1.40 \text{ m}$: portée libre.

e : épaisseur de la dalle

$$e = 140 / 10 \quad e = 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$.

II.3 Les poutres

D'après le RPA 99 (version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les

conditions suivantes :

) Largeur : $b = 20 \text{ cm}$

) Hauteur : $h = 30 \text{ cm}$

) Rapport : $\frac{h}{b} = 4$

) $b_{\max} = 1.5 h + b_1$.

Avec :

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

b_1 : largeur de poteau

a) Les Poutres principales (les poutres porteuses).

) **Hauteur de la poutre**

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

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis.

Dans notre cas $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

Donc :
$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad \Rightarrow \quad 25 \leq h \leq 37.5 \text{ (cm)}.$$

On adopte : $h = 35 \text{ cm}$.

) **Largeur de la poutre** $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Donc :
$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5 \text{ (cm)}$$

En premier lieu nous avons opté pour une largeur $b=20 \text{ cm}$ mais lors de la modélisation nous avons été contraint d'augmenté la section de nos poutres et poteaux. On retiendra donc une largeur de $b = 30 \text{ cm}$

b) Les poutres secondaires

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

$$) \text{ Hauteur de la poutre : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad \Rightarrow \quad 25 \leq h \leq 37.5 \text{ (cm)}$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$

$$) \text{ Largeur de la poutre } \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5 \quad (\text{cm})$$

De même que pour les poutres principales et afin de satisfaire certaines vérifications lors de la modélisation nous avons opté pour une largeur $b = 30 \text{ cm}$

c) Vérification des conditions

) Pour les poutres principales

$b = 30 \text{ cm} \mid 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$h_t = 35 \text{ cm} \mid 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$h_t / b = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

) Pour les poutres secondaires

$b = 30 \text{ cm} \mid 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$h_t = 35 \text{ cm} \mid 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$h_t / b = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Conclusion

Les dimensions retenues sont :

) Poutres principales : $30 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$.

) Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$.

II.4 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

Le Pré dimensionnement se fera conformément au RPA 99 version 2003, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition suivant : $L \geq 4a$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{portée min des voiles} \\ a : \text{épaisseur des voiles} \end{array} \right.$

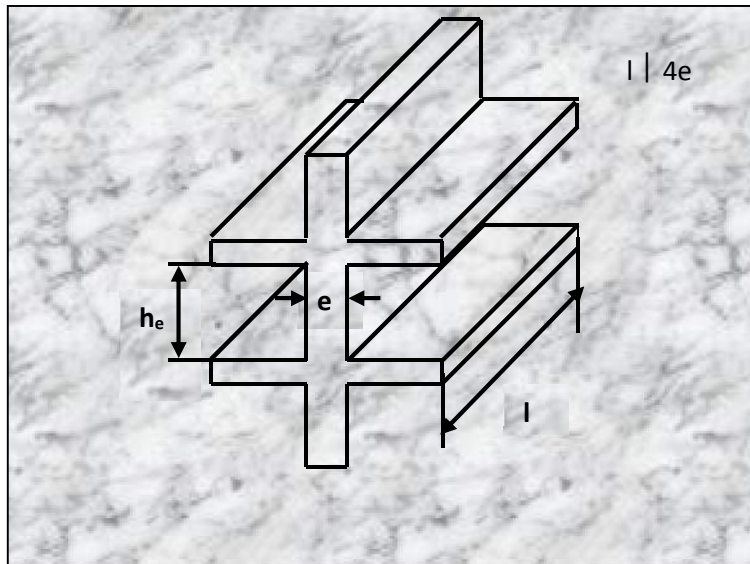


Fig.II.2 : Coupe de voile en élévation

a) Epaisseur des voiles

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$$h_e = h - e_p$$

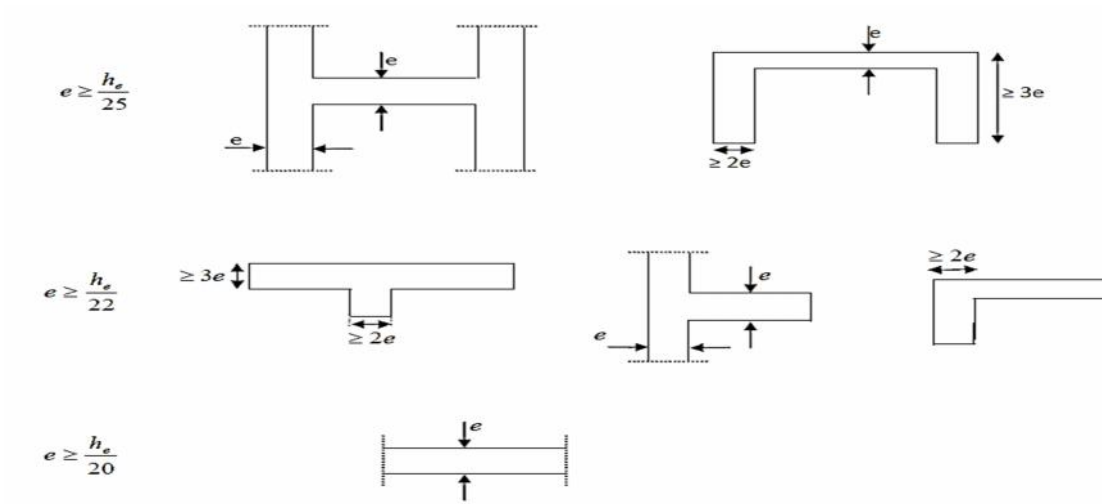


Fig.II.3 : Coupe des voiles en plan élévation

) Voile de sous-sol

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

Pour notre cas: $e = H_e/20$.

$$e = 388 / 20 = 19.4 \text{ cm.}$$

) Voile pour le RDC

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

Pour notre cas: $e = H_e/20$.

$$e = 388 / 20 = 19.4 \text{ cm.}$$

) Voile pour l'étage courant

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

$$e = h_e/20.$$

$$e = 271 / 20 = 14.3 \text{ cm}$$

) Voile pour l'étage de service

$$h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm.}$$

$$e = h_e/20.$$

$$e = 320 / 20 = 16 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du voile $e = 20 \text{ cm}$.

b) Vérification des exigences du RPA

Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$$L_{\min} \leq 4a \quad \text{où } L_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

a : Epaisseur du voile

$$L_{\min} = 1.0 \text{ m} \leq 4 \times 0.2 = 0.8 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.5 Détermination des charges permanentes et surcharge d'exploitation

II.5.1 Les charges permanentes

a) Les planchers

) Plancher terrasse inaccessible

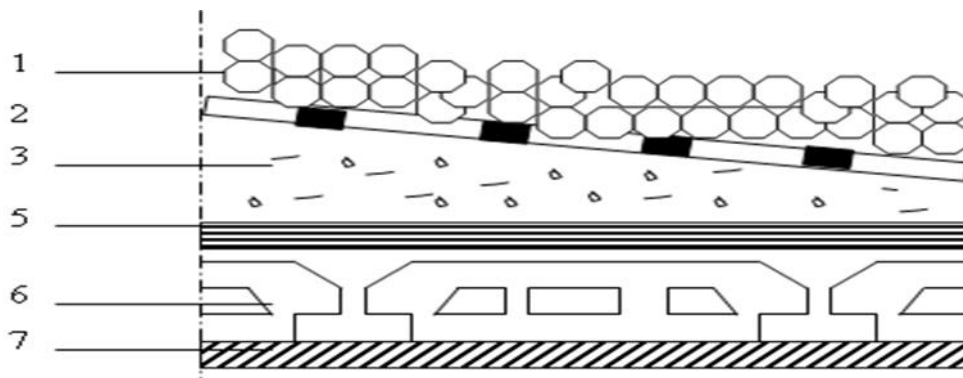


Fig.II.4 : Coupe ver du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN /m ³)	La charge (kN/m ²)
1- couche de gravillon	5	17	0.85
2- étanchéité multicouches	2	6	0.12
3- forme de pente en béton	7	22	1.76
4-feuille de polyane (par vapeur)	/	0.01	0.01
5- isolation thermique en liège	4	4	0.16
6- plancher en corps creux (16+4)	/	/	2.8
7-enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
			G_t=5.9 KN/m²

) **Plancher étage courant**

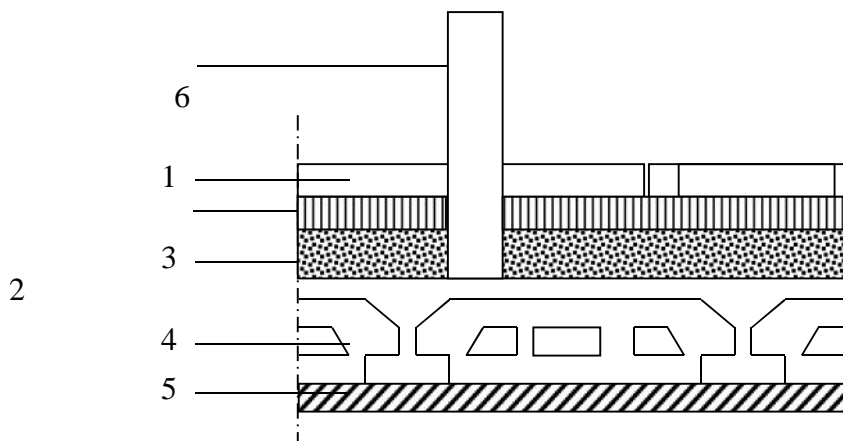


Fig.II.5: Coupe verticale du plancher d'étage courant

Tableau II.2 : poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. mortier de pose	0.03	22	0.66
3. couche de sable	0.03	18	0.54
4. dalle en corps creux 16+4	0.2	14	2.8
5. enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6. cloison intérieures	/	/	1
			G = 5.64

b) Maçonnerie

Il y'a deux type de murs, murs extérieures et murs intérieures

) Murs extérieures

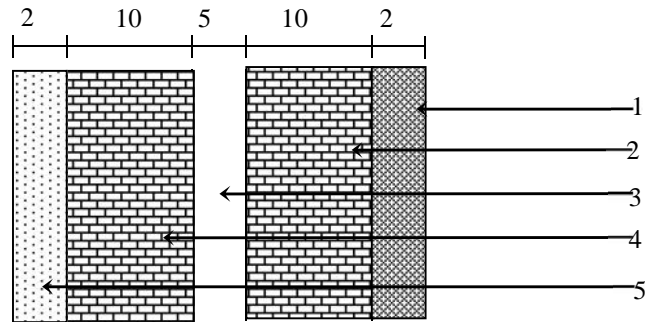


Fig.II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.3 : Le poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	(kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	0.00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				2.36

) Murs intérieurs : Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

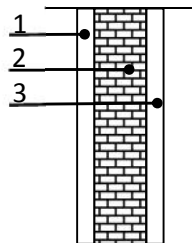


Fig.II.7: Coupe horizontale d'un mur

Tableau II.4 : le poids des différents éléments constituant le mur intérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	∂ (kN / m ³)	G (kN / m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	09	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G Total				1.3

c) Dalle pleine (balcon)

Tableau II.5 : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m ³]	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.03	22	0.66
3. Couche de sable	0.025	18	0.45
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Mortier de ciment	0.02	20	0.4
			Gt = 5.7

d) L'acrotère

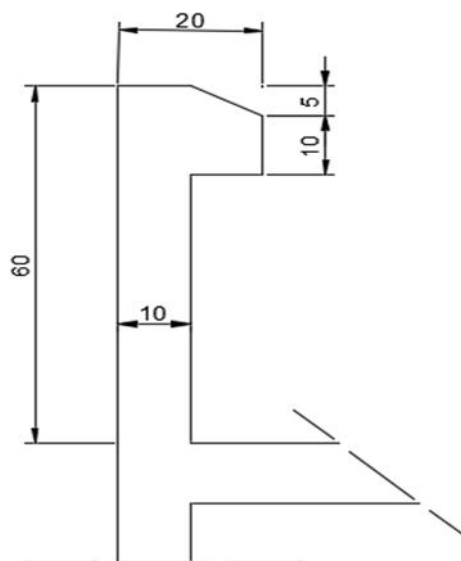


Fig.II .8 : Coupe de l'acrotère (cm).

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure 3, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

$$G_{acr} = \dots_{beton} | S_{acr} .$$

$$G = 25 [0.6 | 0.1 + 0.10 | 0.1 + \frac{0.1 | 0.05}{2}] = 1.81 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 1.81 \text{ KN/ml.}$$

e) Charges permanentes des voiles

Tableau II.6 : charges permanente

N ⁰	Désignation	Epaisseur [m]	Poids volumique [kN/m ³]	Charges [kN/m ²]
1	Béton armé	0.20	25.00	5.00
2	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
3	Enduit de ciment	0.02	22.00	0.44
A	Voiles extérieurs	0.20	G _t	5.64
B	Voiles intérieures	0.20	G _t	5.40

II .5.2 Surcharge d'exploitation

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : surcharge d'exploitation

Eléments	Surcharge Q (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher étage courant	1.5
Plancher d'étage RDC (locaux)	2.5
Plancher de S Sol	2.5
Plancher d'étage de service	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.0

II.6 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

$$S \geq \frac{N_s}{\overline{f}_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau ;

N_s : effort normal de la compression à la base du poteau ;

\overline{f}_{bc} : contrainte limite à la compression du béton.

a) Calcul de la surface revenant au poteau (B 2)

➤ Descente de charges

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité. Les charges reprises par celui-ci sont cumulées en partant du dernier niveau au premier niveau jusqu'aux fondations.

➤ Surface d'influence

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

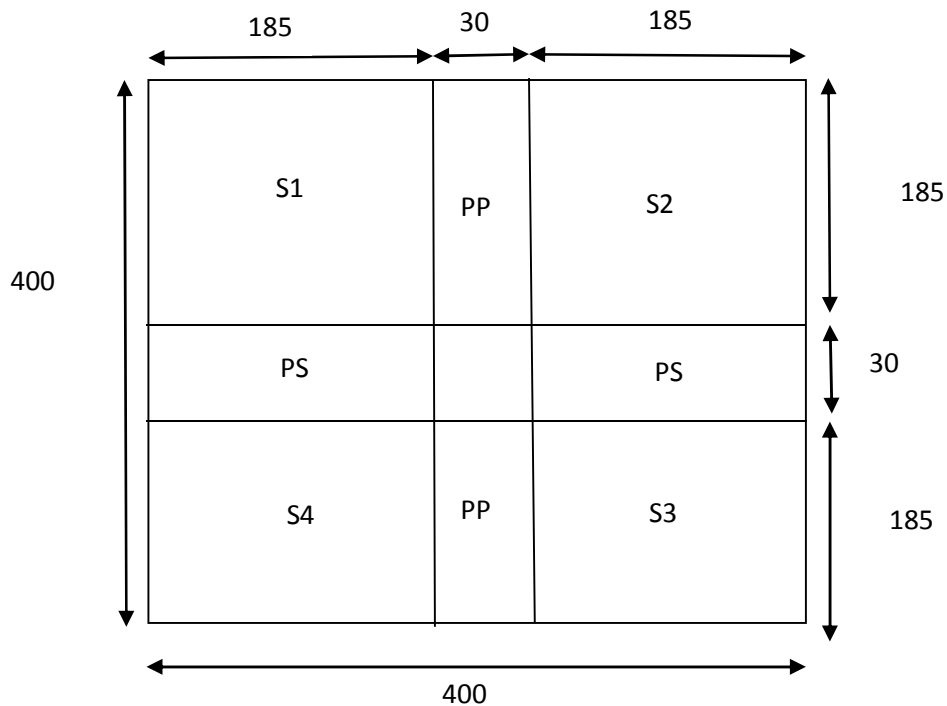


Fig.II.9: Détermination de l'aire revenant au poteau.

$$S1 = S2 = S3 = S4 = 1.85 \times 1.85 = 3.70 \text{ m}^2$$

Calcul du poids propre des poutres

➤ **Poutres principales**

$$G_{PP} = S_{PP} \times \dots$$

... : Le poids volumique du béton égale à 25 kN /m³

$$G_{PP} = [0.30 \times 0.35 \times (1.85 + 1.85)] \times 25 = 9.7125 \text{ kN}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$G_{PS} = S_{PS} \times \dots$$

$$G_{PS} = [0.30 \times 0.35 \times (1.85 + 1.85)] \times 25 = 9.7125 \text{ kN}$$

➤ **Poids total P = PPP +PPS**

$$P = 9.7125 + 9.7125 = 19.425 \text{ kN.}$$

b) Calcul du poids propre des poteaux :

- ┌ Poteau d'étage courant $G_{Pot} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6.885 \text{ kN}$
- ┌ Poteau de RDC..... $G_{Pot} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 4.08 = 9.18 \text{ kN}$
- ┌ Poteau du sous-sol..... $G_{Pot} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 4.08 = 9.18 \text{ kN}$
- ┌ Poteau de l'étage de service $G_{Pot} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.40 = 7.65 \text{ kN}$

c) Calcul du poids propre du plancher

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

$$G_p = S \times G_{Pt}$$

$$G_p = 14.8 \times 5.9 = 87.32 \text{ kN}$$

➤ **Plancher courant**

$$PPC = 14.8 \times 5.46 = 80.808 \text{ kN}$$

d) Calcul des surcharges d'exploitation

$$Q = Q \times S$$

- Plancher terrasse inaccessible..... $Q = Q \times S = 1 \times 14.8 = 14.8 \text{ kN}$
- Plancher courant..... $Q = Q \times S = 1.5 \times 14.8 = 22.2 \text{ kN}$

- Plancher RDC usage commerciale..... $Q=Q \times S=2.5 \times 14.8= 37 \text{ kN}$
- Plancher d'étage de service..... $Q=Q \times S= 2.5 \times 14.8 = 37 \text{ kN}$
- Plancher sous-sol $Q=Q \times S= 2.5 \times 14.8= 37 \text{ kN}$

e) Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux $n \geq 5$.

Notre ouvrage est composé de 8 étages ($n = 8$) donc on doit appliquer la méthode.

$$Q_n = Q_0 \times \left[\frac{3 + n}{2n} \right] \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5$$

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left[\frac{3+n}{2n} \right] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$

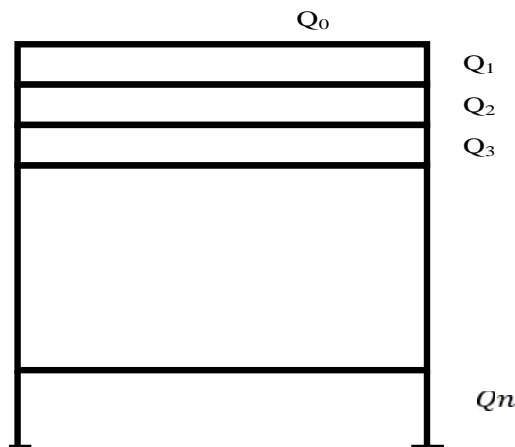


Fig.II.10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Les surcharges cumulées

10^{ème} niveau : $Q_0=14.8$ KN

9^{ème} niveau : $Q_0 + Q_1= 37$ KN

8^{ème} niveau : $Q_0 +0.95 (Q_1 + Q_2)=56.98$ kN

7^{ème} niveau : $Q_0 +0.9 (Q_1+Q_2+Q_3) =74.74$ KN

6^{ème} niveau : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=90.28$ KN

5^{ème} niveau : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =103.6$ KN

4^{ème} niveau : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =114.7$ KN

3^{ème} niveau : $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) =135.642$ KN

2^{ème} niveau : $Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=157.768$ KN

1^{ème} niveau : $Q_0+0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=178.414$ KN

Tableau II.8 : récapitulatif de la descente de charge.

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée
8	87.32	19.425	/	106.745	106.745	14.8	14.8	121.545	81.03
7	80.808	19.425	6.885	107.118	213.863	22.2	37	250.863	167.242
6	80.808	19.425	6.885	107.118	320.981	22.2	59.2	380.181	253.454
5	80.808	19.425	6.885	107.118	428.099	22.2	81.4	509.499	339.666
4	80.808	19.425	6.885	107.118	535.217	22.2	103.6	638.817	425.878
3	80.808	19.425	6.885	107.118	642.335	22.2	125.8	768.135	512.09
2	80.808	19.425	6.885	107.118	749.453	22.2	148	897.453	598.302
1	80.808	19.425	7.650	107.883	857.336	37	185	1042.336	694.89
RDC	80.808	19.425	9.180	109.413	966.749	37	222	1188.749	802.366

SS	80.808	19.425	9.180	109.413	1076.162	37	259	1335.162	899.974
----	--------	--------	-------	---------	----------	----	-----	----------	---------

) D'où les sections adoptées sont

E.Sol, RDC \Rightarrow (40 | 40) cm²

Niveau 1, 2,3 \Rightarrow (35 | 35) cm²

Niveau 4, 5,6 \Rightarrow (30 | 30) cm²

Niveau 7, 8 \Rightarrow (25 | 25) cm²

La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on a majoré les sections des poteaux.

Remarque

Après avoir fait la modélisation de la structure avec les sections trouvées, nous avons été contraint d'augmenté les sections trouvées.

Donc les nouvelles sections sont :

E.Sol, RDC \Rightarrow (50 | 50) cm²

Niveau 1, 2,3 \Rightarrow (45 | 45) cm²

Niveau 4, 5,6 \Rightarrow (40 | 40) cm²

Niveau 7, 8 \Rightarrow (35 | 35) cm²

II.7 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)

a). Min (b₁, h₁) 25 cm en zone IIa.

b). Min (b₁, h₁) $\frac{h_e}{20}$

c). $\frac{1}{4} \Phi \frac{b_1}{h_1} \Phi 4$

h_e hauteur libre du poteau.

a) $\min(b_1, h_1) = 25 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm}.$

b.1) Poteaux S Sol $\frac{h_e}{20} \times \frac{388}{20} \times 19.4 \text{ cm} \quad \min(b_1, h_1) \times 40 \text{ cm} \mid \frac{h}{20} \times 19.4 \text{ cm} .$

b.2) Poteaux RDC $\frac{h_e}{20} \times \frac{388}{20} \times 19.4 \text{ cm} \quad \min(b_1, h_1) \times 40 \text{ cm} \mid \frac{h}{20} \times 19.4 \text{ cm} .$

b.3) Poteaux d'étage de service $\frac{h_e}{20} \times \frac{320}{20} \times 16 \text{ cm} \quad \min(b_1, h_1) \times 35 \text{ cm} \mid \frac{h}{20} \times 16 \text{ cm}$

b.4) Poteaux d'étage courants 2 et 3^{ème} étage

$$\frac{h_e}{20} \times \frac{286}{20} \times 14.3 \text{ cm} \quad \min(b_1, h_1) \times 35 \text{ cm} \mid \frac{h}{20} \times 14.3 \text{ cm}$$

b.5) Poteaux d'étage courants 4, 5 et 6^{ème} étage

$$\frac{h_e}{20} \times \frac{286}{20} \times 14.3 \text{ cm} \quad \min(b_1, h_1) \times 30 \text{ cm} \mid \frac{h}{20} \times 14.3 \text{ cm}$$

b.5) Poteaux d'étage courants 7 et 8^{ème} étage

$$\frac{h_e}{20} \times \frac{286}{20} \times 14.3 \text{ cm} \quad \min(b_1, h_1) \times 25 \text{ cm} \mid \frac{h}{20} \times 14.3 \text{ cm}$$

c.1) Pour le S Sol, RDC : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4. \dots\dots\dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

c.2) Pour le 1,2 et 3^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4. \dots\dots\dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

c.3) Pour le 4, 5 et 6^{ème} étage : $1/4 < b/h = 30/30 = 1 < 4. \dots\dots\dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

c.4) Pour le 7 et 8^{ème} étage : $1/4 < b/h = 25/25 = 1 < 4. \dots\dots\dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

II.7.1 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda \times \frac{L_f}{i} \leq \lambda_{TM35} \quad (\text{BAEL 91 modifié page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i \times \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I \times \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab =$ Section transversale du poteau.

$$\left. \right\} \times \frac{L_f}{i} \times \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} \times \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} \times \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

) Poteau du sol (40×40) cm ² , $L_0 = 4.08$ m	= 24.73 < 50	vérifiée
) poteau du RDC (40×40) cm ² $L_0 = 4.08$ m	= 24.73 < 50	vérifiée
) Poteaux de l'étage de service (35×35) cm ² , $L_0 = 3.40$ m	= 23.55 < 50	vérifiée
) Poteau du 2 et 3 ^{eme} étage (35 × 35) cm ² , $L_0 = 3.06$ m	= 21.20 < 50	vérifiée
) Poteau du 4, 5 et 6 ^{eme} étage (30×30) cm ² , $L_0 = 3.06$ m	= 24.73 < 50	vérifiée
) Poteau du 7 et 8 ^{eme} étage (25×25) cm ² , $L_0 = 3.06$ m	= 29.68 < 50	vérifiée

Conclusion

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

III.1 L'acrotère

III.1.1 Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et les planchers.

III.1.2 Calcul des éléments structuraux

) Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

-Un effort normal G dû à son poids propre

-Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

) Dimension de l'acrotère

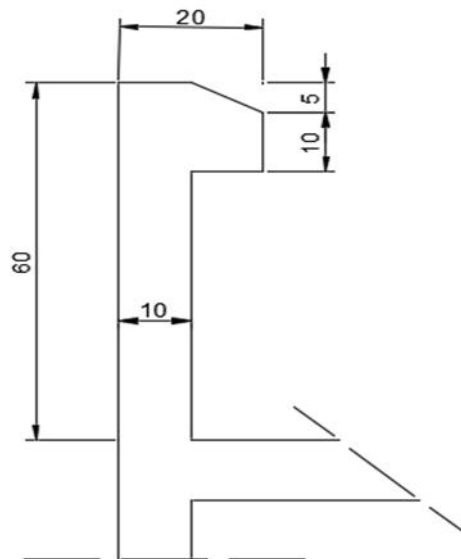


Fig III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère

III.1.3 Les sollicitations

-Poids propre G

$$G = \rho \cdot S \cdot l$$

Avec ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 + 0.1 + 0.10 + 0.1 + \frac{0.1 \cdot 0.05}{2} \right] = 1.81 \text{ KN/ml.}$$

-Surcharge due à la poussée latérale Q : Q = 1 KN/ml

-Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \cdot l = 1.81 \text{ KN}$

-Effort tranchant T : T = Q · l = 1 KN

-Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$

-Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$

-Moment de renversement dû à Q : $M_Q = T \cdot h = 1 \cdot 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$

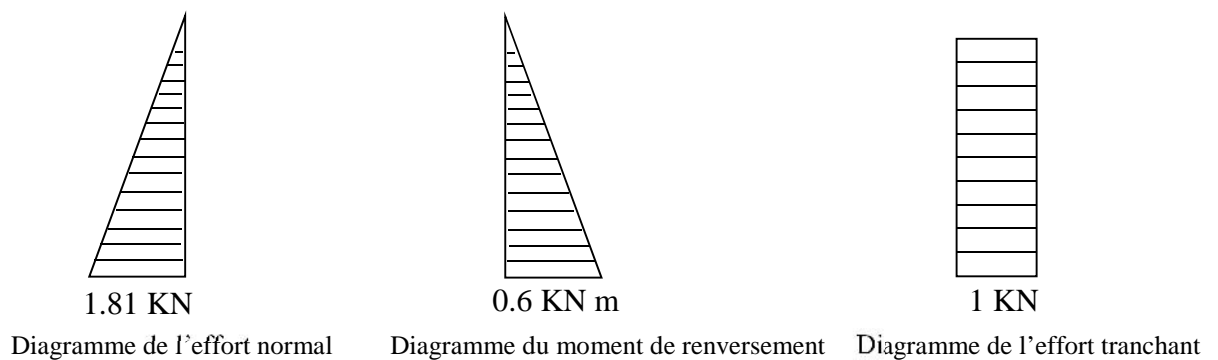


Fig III.1.2 : Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant

III.1.4 Les combinaisons des charges

A L'ELU : la combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

-Effort normal: $N_u = 1.35 G = 1.35 \cdot 1.81 = 2.44 \text{ KN}$

-Moment de renversement: $M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \cdot 0.6 = 0.9 \text{ KN m}$

A L'ELS : la combinaison de charge est : G+Q

-Effort normal: $N_s = G = 1.81 \text{ KN}$

-Moment de renversement: $M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN m}$

III.1.5 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2cm

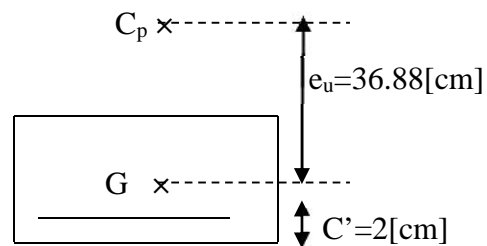
$d = h - c$: Hauteur utile

) L'Etat limite ultime

➤ $e_u = \frac{M_u}{N_u} \times \frac{0.9 \times 100}{2.44} \times 36.88 \text{ cm}'$

➤ $a = \frac{h}{2} Zc' \times \frac{10}{2} Z2 \times 3 \text{ [cm]}$

➤ $e_u = 36.88 \text{ [cm]}$



Avec :

M_u : moment dû à la flexion.

N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

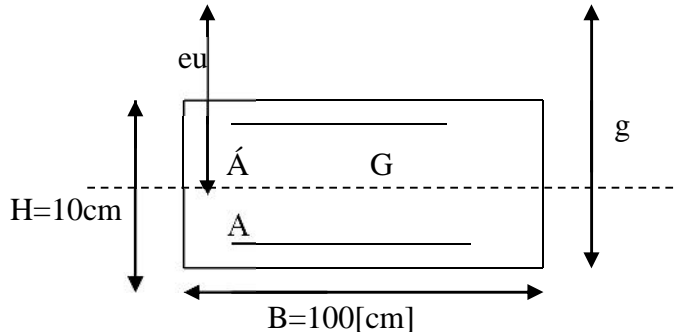
C' : l'enrobage qui vaut 2[cm].

Section rectangulaire soumise à la flexion composée :

$e_u = 36.88 \frac{h}{2} Zc' \times 3 \text{ [cm]}$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section

limitée par les armatures et l'effort normal .

La section est partiellement comprimée donc l'acrotère sera calculée en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



) Calcul en flexion simple

➤ Moment fictif $M_F = N_U | g$ avec $g = e_u + 0.5h - c$.

g : distance entre le centre de pression et le CDG de la section des armatures tendus.

➤ $M_f = N_u | (e_u + 0.5h - c) = 2.44(0.3688 + 0.5 \times 0.10 - 0.02) = 0.97 \text{ KN.m}$

$M_f = 0.97 \text{ KN m}$

$$\sim_b \times \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \times \frac{0.97 | 10^3}{100 | 8^2 | 14.2} \times 0.001$$

$$\sim_b \sim_R \times 0.392 \quad \text{SSA}$$

Tableau

$$\sim_b \times 0.001 \quad \longrightarrow \quad \sim_s \times 0.999$$

Armatures fictives (flexion simple) :

$$A_F = \frac{M_F}{s d \uparrow_s} \times \frac{0.97 | 10^3}{0.999 | 8 | 348} \times 0.348 \text{ cm}^2.$$

Armatures réelles (flexion composée):

$$A_S = A_F - \frac{N_u}{\uparrow_{st}} \times 0.348 \times \frac{2.44 | 10^3}{348 | 10^2} \times 0.277 [\text{cm}^2].$$

$A'_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

III.1.6 Vérifications

III.1.6.1 Condition de non fragilité (BAEL 91 art A 4. 21)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \frac{e_s Z_{0.45d}}{e_s Z_{0.185d}}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.81} = 0.33m = 33[cm]$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 [MPa]$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{1.5}{400} \times \frac{33 \times 0.45}{33 \times 0.185} \times \frac{8}{8} = 0.901 [cm^2]$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc le Ferrailage se fera avec A_{\min}

Soit $A_s = 4HA8 / ml = 2.01 cm^2$ avec un espacement $S_t = 25[cm]$.

III.1.6.2 les armatures de répartition A_r

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 [cm^2]$$

Soit: $3HA8 = 1.5cm^2$ répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement de

$$S_t = \frac{60 \times 4}{2} = 120cm$$

III.1.6.3 Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91)

$$f_{tu} \leq \min(0.15 f_{cj}, 4MPa) = 2.5 [MPa]$$

$$f_{tu} = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN$$

$$\text{Contrainte de cisaillement} \longrightarrow f_{tu} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.01875 MPa$$

$f_{tu} < \Phi f_{tu}$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

J) **Espacement des barres:**

-Armatures principales : $St = \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$. Soit $St = 25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition : $St = \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$. Soit $St = 28 \text{ cm}$.

J) **Ancrages des barres verticales:**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{w.f_e}{4.f_t} = \frac{0.8 \mid 400}{4 \mid 3.15} = 25.40 \text{ cm}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

Donc $L_s = 35 \text{ cm}$

III.1.6.4 Vérification de l'adhérence des barres (Art .A.6,1.3 /BAEL91 modifiées 99 CBA93)

$$\sigma_{se} \times \phi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_{se} \times \frac{V_u}{0.9 \times d \times U_i}$$

u_i : Somme des périmètres utiles des armatures :

$$u_i = 4 \times 3,14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm} \quad u_i = 100.48 \text{ mm}$$

$$\bar{f}_{se} \times \frac{1.5 \mid 1000}{0.9 \mid 80 \mid 100.48} \times 0.207 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{f}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6.5 Vérification de l'acrotère au séisme

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 1.81 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.81$$

$$F_p = 0.8688 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

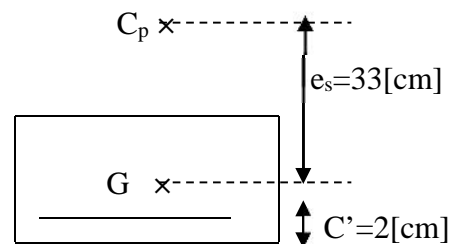
L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où notre acrotère est à l'abri d'un éventuel séisme.

III.1.6.6 Calcul des armatures à L'ELS

$$\text{➤ } e_s = \frac{M_s}{N_s} \times \frac{0.6 \times 100}{1.81} \times 33 \text{ cm'}$$

$$\text{➤ } a = \frac{h}{2} Z_c' \times \frac{10}{2} Z_2 \times 3 \text{ [cm]}$$

$$\text{➤ } e_s = 33 \text{ [cm]}$$



Avec :

M_s : moment dû à la flexion.

N_s : effort de compression.

C_p : centre de pression.

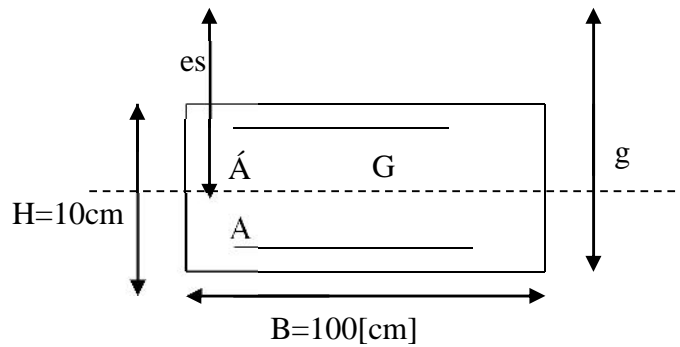
e_s : excentricité.

C' : l'enrobage qui vaut 2[cm].

Section rectangulaire soumise à la flexion composée :

$e_s = 33 \frac{h}{2} Z_c' \times 3 \text{ [cm]}$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal.

La section est partiellement comprimée donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



Calcul en flexion simple

➤ Moment fictif $M_F = N_s \mid g$ avec $g = e_s + 0.5h - c$.

g : distance entre le centre de pression et le CDG de la section des armatures tendus.

➤ $M_{fs} = N_s \mid (e_s + 0.5h - c) = 1.81 (0.33 + 0.5 \times 0.10 - 0.02) = 0.65 \text{ KN.m}$

$M_{fs} = 0.65 \text{ KN m}$

Moment limite de service : $M_{lt} = \frac{b d^2}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}_b \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$

$$\bar{\alpha} = \frac{1 \bar{\sigma}_b}{1 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = \frac{1 \times 1}{1 \times 1 + 2 \times 0.6} = 0.527$$

$$\bar{\sigma}_s \times \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{tj}}\right) = \bar{\sigma}_s \times \min\left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

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

$$M_{lt} = \frac{1 \times 8^2}{2} \times 0.527 \times 1.5 \left(1 - \frac{0.5}{3}\right) \times 10^{-2} = 20.85 \text{ KN.m.}$$

$$M_{lt} > M_f \quad \text{SSA}$$

$$\sim_1 \times \frac{M_{fs}}{b d^2 \bar{\sigma}_s} \times \frac{0.65 \mid 10^2}{100 \mid 8^2 \mid 20.163} \times 0.0005$$

Tableau

$$\sim_1 \times 0.0005 \longrightarrow s_1 \times 0.961$$

Armatures fictives (flexion simple) :

$$A_{Fs} = \frac{M_{Fs}}{s_1 d \bar{\sigma}_s} \times \frac{0.65 \mid 10^2}{0.961 \mid 8 \mid 20.163} \times 0.419 \text{ cm}^2.$$

Armatures réelles (flexion composée):

$$A_{Ss} = A_{Fs} - \frac{N_s}{st} \times 0.419 Z \frac{1.81}{20.163} \times 0.33 [cm^2].$$

$$A_{Ss} = 0.33 cm^2 < A_s 2.01 cm^2 \quad \text{Condition vérifier}$$

III.1.6.7 ferrailage adopté

) Armatures principales : 4HA8/ml = 2.01cm²

) Armatures secondaires : 3HA8/ml = 1.5cm²

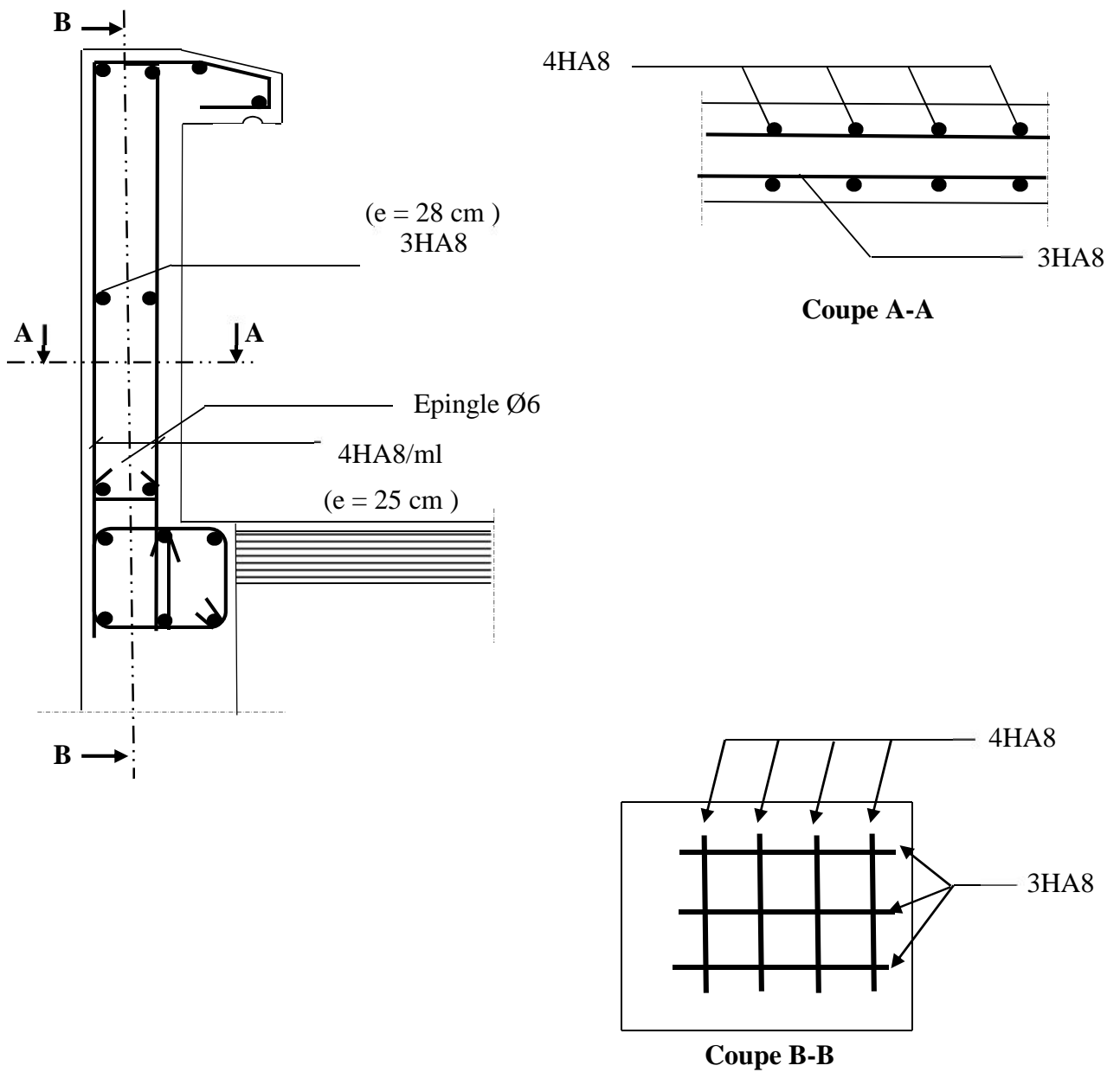


Fig III.1.3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 L'escalier

III.2.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué de marches et contremarches qui permet de passer d'un niveau à un autre.

➤ Caractéristiques dimensionnelles

- La marche notée « $m = n - 1$ » est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée « n » est la partie verticale entre deux marches consécutives sa hauteur « h » est la différence de niveau entre deux marches successive.
- Le giron « g » est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est « l_1 ».
- La paillasse d'épaisseur « ep » est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'embranchement « E » représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée est le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier ; généralement située à **65 cm** du collet si $E \geq 1 \text{ m}$.
- La montée « H » représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

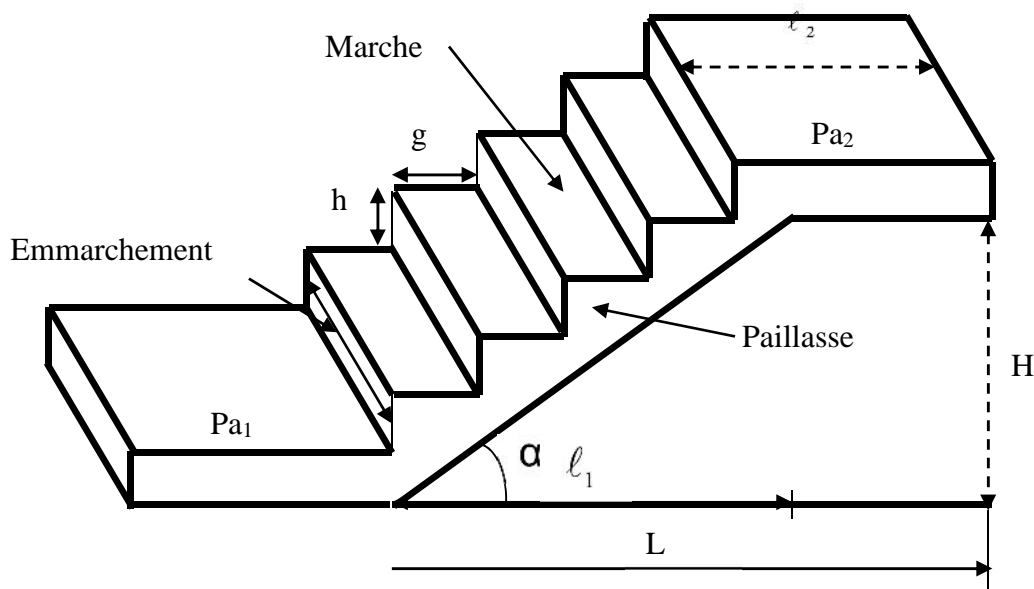


Fig III.2.1 : Terminologie de l'escalier

Pour l'étude de la cage d'escalier ; dans notre cas 3 volées différentes on considère que la première et la troisième volée comme une poutre secondaire reposant sur la deuxième volée qui elle est considéré comme une poutre principale.

III.2.2 Pré dimensionnement

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type :

- Entre-sol, RDC et étage de service: escalier à deux quart tournant
- Etage courant: escalier droit à trois volées différentes avec deux paliers de repos.

A. Etage courant

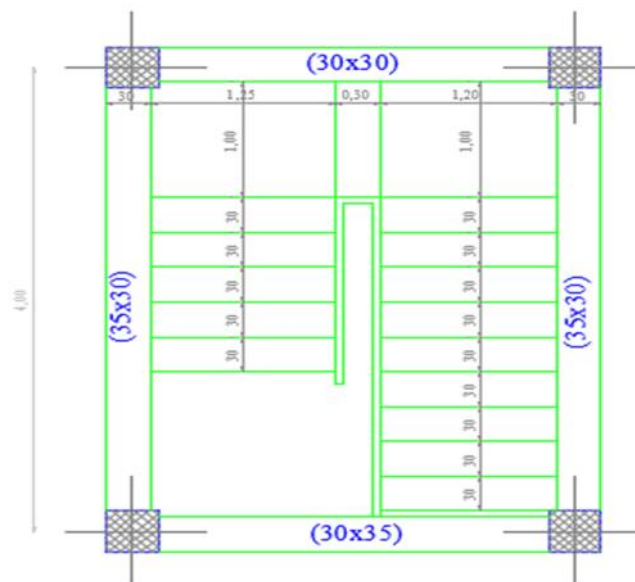


Fig III.2.2 : Vue en plan de l'escalier

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est:

$$\left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ cm} \quad h \quad 18 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \quad g \quad 36 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$.

Volée N° 1 {

- Nombre de contre marches: $n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \Rightarrow n = 10$ contre marches.
- Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ marches.
- La distance du giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30 \Rightarrow g = 30$

Volée N° 2 {

- Nombre de contre marches: $n = \frac{H}{h} = \frac{34}{17} = 2 \Rightarrow n = 2$ contre marches.
- Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 2 - 1 = 1$ marches.
- La distance de giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{30}{1} = 30 \Rightarrow g = 30$

Volée N° 3 {

- Nombre de contre marches: $n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \Rightarrow n = 6$ contre marches.
- Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 6 - 1 = 5$ marches.
- La distance de giron: $g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30$

• **Loi de Blondel**

C'est une loi empirique qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

59 cm $g + 2 h$ 65 cm.

Pour $h = 17$ cm, on aura : 26 cm g 30 cm donc on prend $g = 30$ cm.

• **Vérification de la loi de Blondel**

59 cm $g + 2 h$ 65 cm.

59 cm 30 + 2 x 17 65 cm 59 cm 64 65 cm Condition vérifiée pour les trois volées.

A.1 Détermination des charges et surcharges

A.1.1 Charges permanentes

✓ La volée

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Paillasse	$(25 \times 0.2) / 0.87 = 5.75$
Marche	$(25 \times 0.17) / 2 = 2.125$
Revêtements :	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit ciment	$22 \times 0.02 = 0.44$
Gard de corps	0.2
	G = 9.75 KN / m²

✓ Le palier

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Palier	$0.2 \times 25 = 5$
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
	G = 6.24 KN/m²

A.1.2 Surcharges d'exploitations

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1.2 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

A.2 Combinaison des charges

• **Combinaison des charges a l'ELU**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5)1.20 = 14.6 \text{ kN/ml.}$

Volée : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5)1.20 = 20.3 \text{ kN/m}$

• **Combinaison des charges a l'ELS**

Palier : $q_s = G + Q = (6.24 + 2.5) \times 1.20 = 10.49 \text{ kN/ml}$.

Volée : $q_s = G + Q = (9.75 + 2.5) \times 1.20 = 14.7 \text{ kN/ml}$

A.3 Dimensionnement de la 1^{er} volée

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

$L = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$.

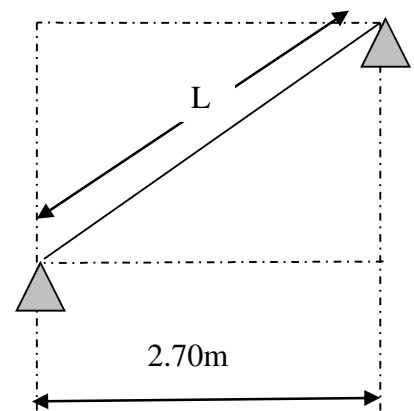
$$\text{tg}(\gamma) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \gamma = 29.54^\circ$$

$$\cos \gamma = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \gamma} = \frac{270}{\cos 29.54^\circ} = 310.34 \text{ cm}$$

D'où

$$\frac{310.34}{30} \leq e_p \leq \frac{310.34}{20} \Rightarrow 10.34 \text{ cm} \leq e_p \leq 15.52 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm}$.



A.4 Calcul à l'ELU

A.4.1 Calcul des efforts internes

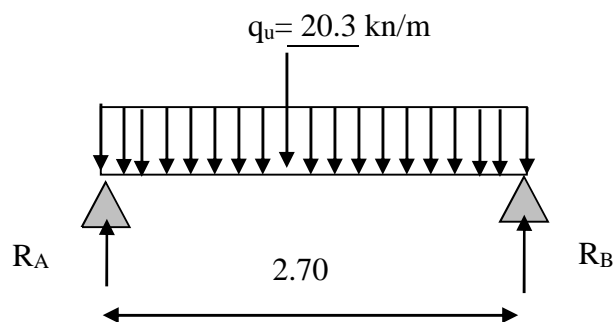


Fig III.2.3 : Schéma statique de calcul

- **Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u}{2} l = \frac{20.3 \times 2.70}{2} = 27.4 \text{ kN}$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

$$M_{qu} = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{20.3 \times 2.7^2}{8} = 18.5 \text{ kN.m}$$

$$T_{qu} = \frac{q_u}{2} l = \frac{20.3 \times 2.70}{2} = 27.4 \text{ Kn}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on apporte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (18.5) = - 5.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (30.17) = 15.7 \text{ KN.m}$$

A.4.2 Calcul des armatures

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 120 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

✓ **Aux Appuis**

$$M_u^a = - 5.55 \text{ KN.m}$$

❖ **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_b}$$

$$\mu_b = \frac{5.5 \times 10^2}{120 \times 13^2 \times 1.4} = 0.02$$

$$\mu_b = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_b = \frac{M_b}{\sigma_s \cdot d}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{1.1} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{5.5}{0.9} \cdot \frac{1}{1.1} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit **2.01 4HA 8 = cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ En travée

$$M_u^t = 15.7 \text{ KN.m}$$

❖ Armatures principales

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15.7 \times 10^2}{120 \times 13^2 \times 1.42} = 0.054 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.058 \quad = 0.972$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\sigma_s d \mu_b} = \frac{15.7 \times 10^2}{0.972 \times 13 \times 34.8} = 3.57 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 12 = 4.52 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²**. Avec un espacement de : **St = 25 cm.**

A.4.3 Les vérifications à l'ELU

❖ Vérification du non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 120 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Aux appuis $A_{a1} = 2.01 \text{ cm} > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

❖ **Vérification de contrainte tangentielle** [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{27.4 \times 10}{120 \times 13} = 0.18 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\chi_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \alpha_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{27.4 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.072} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \alpha \times W = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Encrage des barres** (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \alpha \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{W \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$l_s = 40w = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

Soit $L_s = 48 \text{ cm.}$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

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

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 13 \times 120}{1.5} = 936 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 27.4 \text{ KN} < 936 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$Aa \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -5.55 \text{ KN.m}$$

$$Aa \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(27.4 - \frac{5.55 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -0.58 \text{ cm}^2 < 0$$

$$Aa = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A.5 Calcul à l'ELS

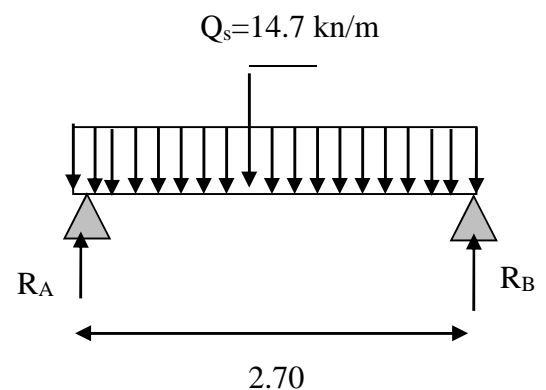
A.5.1 Calcul des efforts internes

- **Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{14.7 \times 2.70}{2} = 19.85$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

$$M_{qs} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{14.7 \times 2.7^2}{8} = 13.39 \text{ kN.m}$$



$$T_{qu} = \frac{q_s}{2} l = \frac{14.7 \times 2.70}{2} = 19.85 \text{ kN}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_s^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (13.39) = -4.017 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_s^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (13.39) = 11.38 \text{ KN.}$$

A.5.2 Vérification à l'ELS**❖ Etat limite d'ouverture des fissures**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

❖ Etat limite de la compression de béton

$$\bar{f}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

➤ En travée

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 60 y_1^2 - 4.52 (13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 60 y_1^2 + 67.8 y_1 - 881.4 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 464.9 \rightarrow y_1 = 3.3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{120 \times 3.3^3}{3} + 15 \times 4.52 (13 - 3.3)^2 = 7816.78 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = 11.38 \text{ kN.m}$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{1138 \times 10}{7816.78} \times 3.3 = 4.8 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 60 y_1^2 - 2.01 (13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 60 y_1^2 + 30.15 y_1 - 391.95 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 308.18 \rightarrow y_1 = 2.32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{120 \times 2.32^3}{3} + 15 \times 2.01 (13 - 2.32)^2 = 3938.47 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = 6.561 \text{ kN.m}$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{401.7 \times 10}{3938.47} \times 2.32 = 2.36 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche

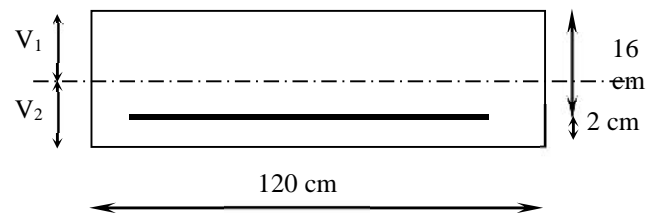
Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{270} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{270} = 0.055 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11.38}{10 \times 13.39} = 0.085 \Rightarrow$ condition non vérifiée.
- $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{120 \times 13} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Le calcul de la flèche est obligatoire.

✓ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,54\text{cm}$$



$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogène.

✓ La position de l'axe neutre

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 At \times d}{b \times h + 15 At} = \frac{60 \times 15^2 + 15 \times 4.52 \times 13}{120 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.7 \text{ cm} .$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.7 = 7.3 \text{ cm} .$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 At (V_2 - c)^2 = 35726.5 \text{ cm}^4 .$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{14.7 \times 10^{-2} \times 270^4}{1081.896 \times 35726.5} = 0.26 \text{ cm} \langle \bar{f} = 0.54 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

A.6 Dimensionnement de la 3^{ème} volée

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

$$L = 5 \times 30 = 150 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\gamma) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \gamma = 29.54^\circ$$

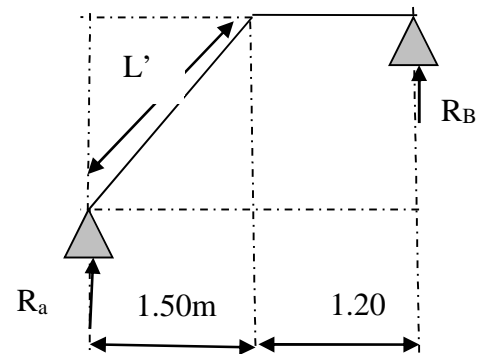
$$\text{Cos} \gamma = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \gamma} = \frac{150}{\cos 29.54^\circ} = 172.41 \text{ cm.}$$

$$L' = L + L_1 = 172.41 + 120 = 292.41$$

D'où

$$\frac{292.41}{30} \leq e_p \leq \frac{292.41}{20} \Rightarrow 9.75 \text{ cm} \leq e_p \leq 15 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm.}$



A.6.1 Calcul des efforts internes

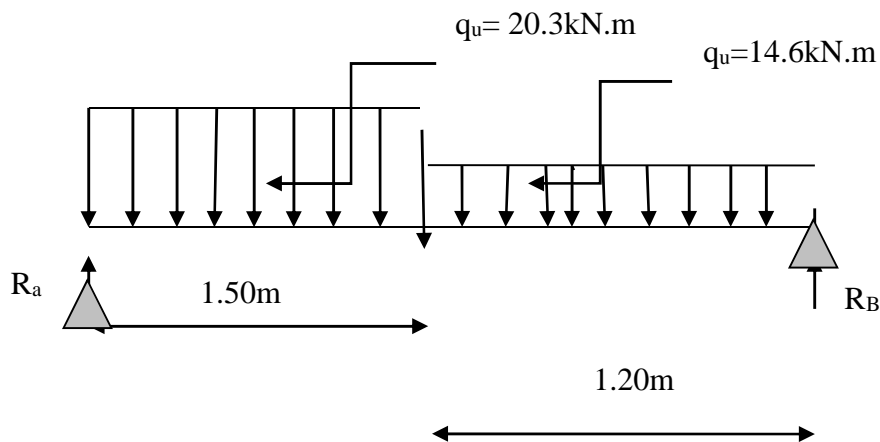


Fig III.2.4 : Schéma statique de calcul

• **Réaction d'appuis**

$$\sum F/y=0 \Rightarrow 1.50q_{u1} + 1.20q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.50 \times 20.3 + 1.20 \times 14.6 = 47.97 \text{ KN/ml}.$$

$$R_A + R_B = 47.97 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 1.50 \times \frac{1.50}{2} + q_{u2} \times 1.20 \times \left(1.50 + \frac{1.20}{2}\right)$$

$$R_B \times 2.70 = 20.3 \times 1.50 \times 0.75 + 14.6 \times 1.20(1.50 + 0.6).$$

$$R_B = \frac{22.84 + 36.8}{2.70} = \frac{59.64}{2.70} = 22.09 \text{ KN}.$$

$$R_A = 47.97 - 22.09 = 25.88 \text{ KN}$$

$$R_A = 25.88 \text{ KN}$$

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

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50$.

$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

$$T(x) = 25.88 - 20.3x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 25.88 \text{ KN} \\ T(x=1.50) = 25.88 - 20.3 \times 1.50 = 25.88 - 30.45 = -4.57 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{25.88}{20.3} = 1.27 \text{ m}$$

$$x=1.27 \text{ m}, \quad 1.27 \in [0; 1.50].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 25.88x - \frac{20.3}{2}x^2$$

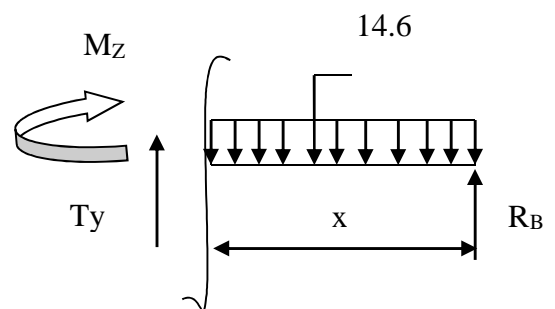
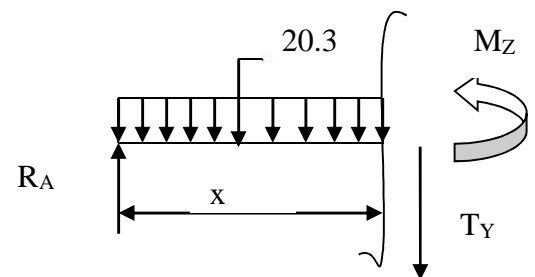
$$M(x) = 25.88x - 10.15x^2.$$

$$\begin{cases} x = 1.50 \text{ m} , & M(x=1.50) = 15.98 \text{ KN.m} \\ x = 0 , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2}x.$$

$$T(x) = -22.09 + 14.6x.$$



$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -22.09 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = -22.09 + 14.6 \times 1.20 = -22.09 + 17.52 = -4.57 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 22.09x - \frac{14.6}{2} x^2$$

$$M(x) = 22.09 x - 7.3 x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, & M(x=1.20) = 15.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul du moment max**

On a : pour $x = 1.27 \text{ m}$: $T_Y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1.27) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 25.88x - \frac{20.3}{2} x^2$$

$$M^{\max}(x=1.27) = 25.88 \times 1.27 - 10.15 \times 1.27^2$$

$$M^{\max}(1.27) = 16.5 \text{ KN.m}$$

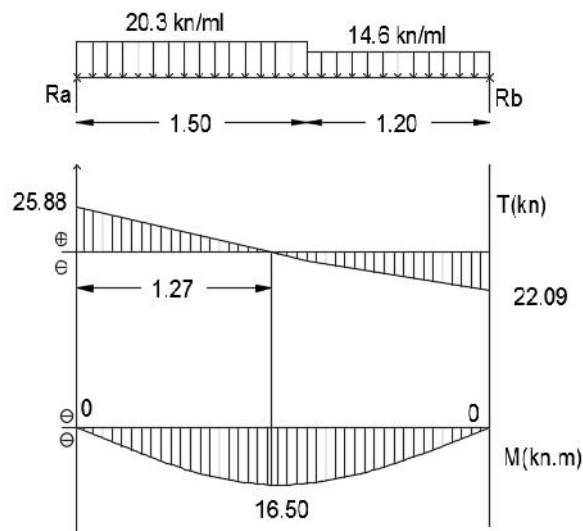


Fig III.2.5 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (16.5) = -4.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (16.5) = 14.03 \text{ KN.m}$$

A.6.2 Calcul des armatures

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 120 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

✓ **Aux Appuis**

❖ **Armatures principales**

$$M_B = -4.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_b}$$

$$\mu_b = \frac{4.9 \times 10^2}{120 \times 13^2 \times 1.4} = 0.018$$

$$\mu_b = 0.018 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{4.9 \times 10^2}{0.991 \times 120 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **En travée**

$$M_u^t = 14.03 \text{ KN}$$

❖ **Armatures principales**

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.03 \times 10^2}{120 \times 13^2 \times 1.42} = 0.048 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.048 \quad = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{s d \uparrow_s} = \frac{14.03 \times 10^2}{0.975 \times 13 \times 34.8} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 12 = 4.52 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**.

A.6.3 Les vérifications à l'ELU

❖ **Vérification du non fragilité du béton** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 120 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Aux appuis $A_{a1} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

❖ **Vérification de contrainte tangentielle** [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

On doit avoir : $\ddagger_u \leq \ddagger_u$

$$\ddagger_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{25.88 \times 10}{120 \times 13} = 0.15 \text{ MPa} .$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \ddagger_u \leq \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\chi_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \tau_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \alpha_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{25.88 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.072} = 1.47 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times d = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.47 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Encrage des barres** (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \alpha_s \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{W \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$l_s = 40W = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 48 \text{ cm}$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

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

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 13 \times 120}{1.5} = 936 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 25.88 \text{ KN} < 936 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures** : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -4.95 \text{KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(25.88 - \frac{4.95 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -0.47 \text{cm}^2 < 0$$

$$A_a = 2.01 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

A.7 Calcul à l'ELS

A.7.1 Calcul des efforts internes

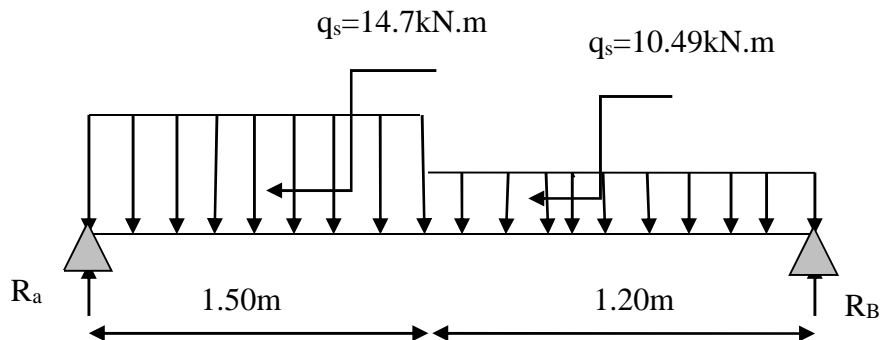


Fig III.2.6 : Schéma statique de calcul

- **Réaction d'appuis**

$$R_A = 18.72 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.72 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment max**

On a : pour $x = 1.27 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1.27) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 18.72x - \frac{14.7}{2} x^2$$

$$M^{\max}(x=1.27) = 18.72 \times 1.27 - 7.35 \times 1.27^2$$

$$M^{\max}(1.27) = \mathbf{11.92 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul l'effort tranchant max**

On a : pour $x = 0 \text{ m}$: $T_y^{\max} = 18.72 \text{ KN}$.

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_s^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (11.92) = -3.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_s^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (11.92) = 10.13 \text{ KN.}$$

A.7.2 Vérification à l'ELS

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

❖ **Etat limite de compression du béton**

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

➤ **En travée**

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 60 y_1^2 - 4.52 (13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 60 y_1^2 + 67.8 y_1 - 881.4 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 464.9 \rightarrow y_1 = 3.3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{120 \times 3.3^3}{3} + 15 \times 4.52 (13 - 3.3)^2 = 7816.78 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = 10.13 \text{ kN.m}$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{1013 \times 10}{7816.78} \times 3.3 = 4.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis**

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 60 y_1^2 - 2.01 (13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 60 y_1^2 + 30.15 y_1 - 391.95 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 308.18 \rightarrow y_1 = 2.32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{120 \times 2.32^3}{3} + 15 \times 2.01 (13 - 2.32)^2 = 3938.47 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = 3.57 \text{ kN.m}$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{357 \times 10}{3938.47} \times 2.32 = 2.1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

➤ $\frac{h}{L} = \frac{15}{270} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

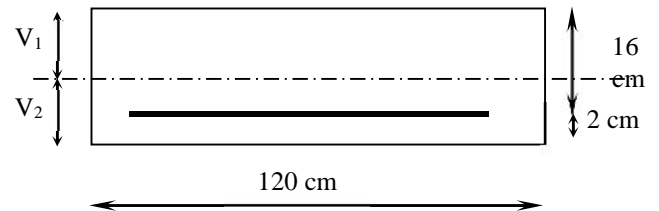
➤ $\frac{h}{L} = \frac{15}{270} = 0.055 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10.13}{10 \times 11.92} = 0.085 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

➤ $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{120 \times 13} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Le calcul de la flèche est obligatoire.

✓ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.54 \text{ cm}$$



$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogène.

✓ La position de l'axe neutre

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 At \times d}{b \times h + 15 At} = \frac{60 \times 15^2 + 15 \times 4.52 \times 13}{120 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.7 \text{ cm} .$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.7 = 7.3 \text{ cm} .$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 At (V_2 - c)^2 = 35726.5 \text{ cm}^4 .$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{14.7 \times 10^{-2} \times 270^4}{1081.896 \times 35726.5} = 0.26 \text{ cm} (\bar{f} = 0.54 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.})$$

Conclusion les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

A.8 Dimensionnement de la 2^{ème} volée

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

$$L = 5 \times 30 = 150 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{30}{\cos 29.54^\circ} = 34.5 \text{ cm.}$$

$$L' = L + L_1 + L_2 = 120 + 34.5 + 120 = 274.5$$

D'où

$$\frac{274.5}{30} \leq e_p \leq \frac{275.4}{20} \Rightarrow 9.15 \text{ cm} \leq e_p \leq 14 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm}$.

A.9 Combinaison des charges

❖ Combinaison des charges à l'ELU

$$\text{Palier : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (135 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.17 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.92 \text{ kN/m}$$

❖ Combinaison des charges à l'ELS

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = (6.24 + 2.5) \times 1 = 8.84 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_s = G + Q = (9.75 + 2.5) \times 1 = 12.25 \text{ kN/ml}$$

A.10 Calcul à l'ELU

A.10.1 Calcul des efforts internes

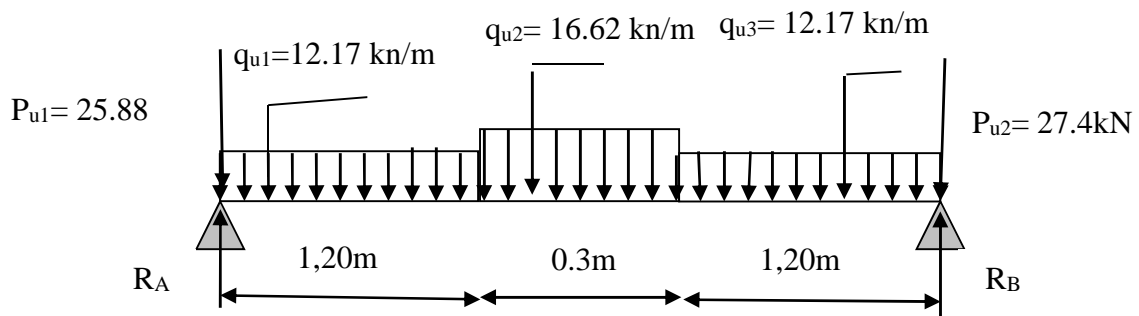


Fig III.2.7 : Schéma statique de calcul

P_{u1} : la réaction de l'appui A qui appartient au palier 1

P_{u2} : la réaction de l'appui A qui appartient au palier 3

• Réaction d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.20q_{u1} + 0.3q_{u2} + 1.20q_{u3} + p_{u1} + p_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 12.17 + 0.3 \times 16.62 + 1.20 \times 12.17 + 25.88 + 27.4 = 87.47 \text{ KN / ml .}$$

$$R_A + R_B = 87.47 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 2.70 = 12.17 \times 1.20 \times 0.60 + 16.62 \times 0.30 \times 1.35 + 12.17 \times 1.20 \times 2.1 + 27.4 \times 2.70$$

$$R_B = \frac{8.762 + 6.731 + 30.668 + 73.98}{2.70} = \frac{120.141}{2.70} = 44.5 \text{ KN.}$$

$$R_A = 87.47 - 44.5 = 42.97 \text{ KN}$$

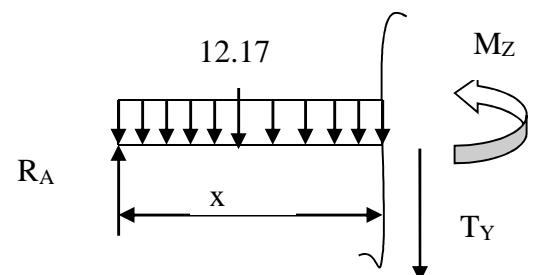
$$R_A = 42.97 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x - p_{u1}$$

$$T(x) = 42.97 - 12.17x - 25.88$$



$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 17.09 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = 42.97 - 12.17 \times 1.20 - 25.88 = 42.97 - 14.6 - 25.88 = 2.49 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - p_{u1} - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 42.97x - 25.88x - \frac{12.17}{2} x^2$$

$$M(x) = 42.97 x - 25.88 x - 6.08 x^2.$$

$$\begin{cases} x = 1.20 \text{ m} , & M(x=1.20) = 11.75 \text{ KN.m} \\ x = 0 , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1.20 \leq x \leq 1.50$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \times 1.20 - p_{u1} - q_{u2} (x-1.20)$$

$$T(x=1.20) = 2.49 \text{ KN}.$$

$$T(x=1.50) = -2.5 \text{ KN}.$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 1.20 - p_{u1} - (x-1.20) q_{u2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u1} \times 1.20 - p_{u1} + 1.20 \times q_{u2}}{q_{u2}} = 1.35 \text{ m}$$

$$x = 1.35 \text{ m} ; \quad x \in [1.20, 1.50].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 1.20 \times (x - 0.60) - p_{u1} x - q_{u2} \left(\frac{(x-1.20)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.20) = 11.75 \text{ KN.m} \\ M(x=1.50) = 11.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

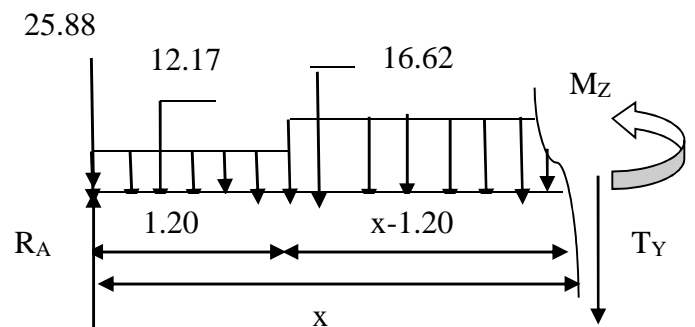
3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$.

$$T(x) = -R_B + p_{u2} + q_{u3} \cdot x.$$

$$T(x) = -44.5 + 27.4 + 12.17 x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -17.1 \text{ KN} \end{cases}$$

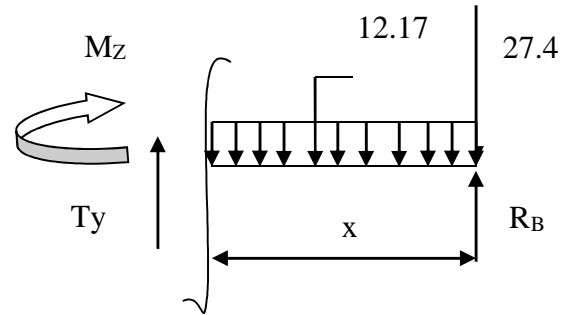
$$T(x=1.20) = -44.5 + 27.4 + 12.17 \times 1.20 = -44.5 + 27.4 + 14.6 = -2.5 \text{ KN}.$$



$$M(x) = R_B x - p_{u2} x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 44.5x - 27.4x - \frac{12.17}{2} x^2$$

$$M(x) = 44.5x - 27.4x - 6.085 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.7 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.20) = 11.75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



• **Calcul du moment max :**

On a : pour $x = 1.35 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x = 1.35) = R_A x - q_{u1} \times 1.20 \times (x - 0.60) - p_{u1} x - q_{u2} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(x = 1.35) = 42.97 \times 1.35 - 12.17 \times 1.20 \times (1.35 - 0.60) - 25.88 \times 1.35 - 16.62 \left(\frac{(1.35 - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(1.35) = 11.92 \text{ KN.m}$$

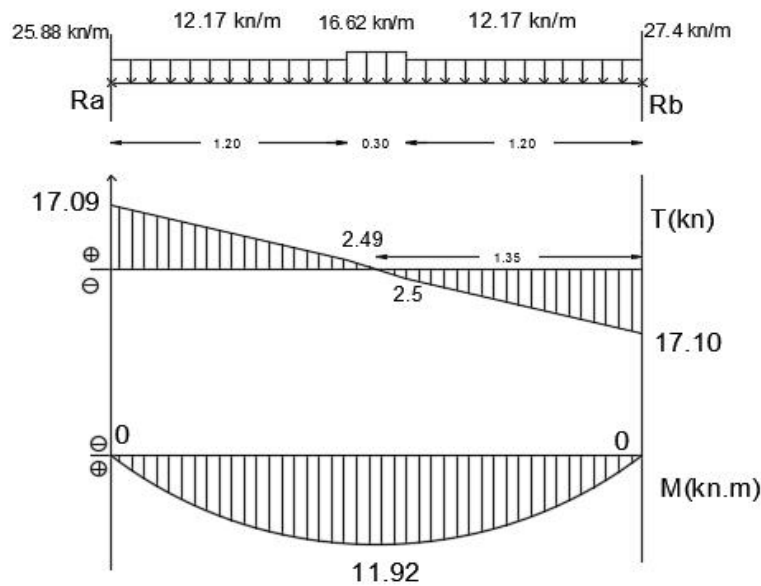


Fig III.2.8 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (11.92) = -3.58 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (11.92) = 10.13 \text{ KN.m}$

A.10.2 Calcul des armatures

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}.$

✓ **Aux Appuis**

❖ **Armatures principales**

$M B = -3.58 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_b}$$

$$\mu_b = \frac{3.5}{1 \times 10^2 \times 14} = 0.016$$

$\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}.$

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_b = \frac{3.5}{0.992 \times 10 \times 3.8} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA 8 = 2.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **En travée**

$$M_u^t = 11.92 \text{ KN}$$

❖ **Armatures principales**

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.92 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.050 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.050 \quad = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{s d \uparrow_s} = \frac{11.92 \times 10^2}{0.974 \times 13 \times 34.8} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 12 = 4.52 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**.

A.10.3 Les vérifications à l'ELU

❖ **Vérification du non fragilité du béton** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 120 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Aux appuis $A_{a1} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

❖ **Vérification de contrainte tangentielle** [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

On doit avoir : $\uparrow_u \leq \uparrow_u$

$$\uparrow_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{17.1 \times 10}{100 \times 13} = 0.13 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \tau_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\chi_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \tau_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = E_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{17.1 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.072} = 0.969 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times w = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.969 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Encrage des barres (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times E_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :(Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{w \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$l_s = 40w = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 48 \text{ cm}$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

- Influence sur le béton : On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 780.66 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 17.1 \text{ KN} < 780.66 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Influence sur les armatures longitudinales inférieures : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -3.58 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(17.1 - \frac{3.58 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -0.38 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A.11 Calcul à l'ELS

A.11.1 Calcul des efforts internes

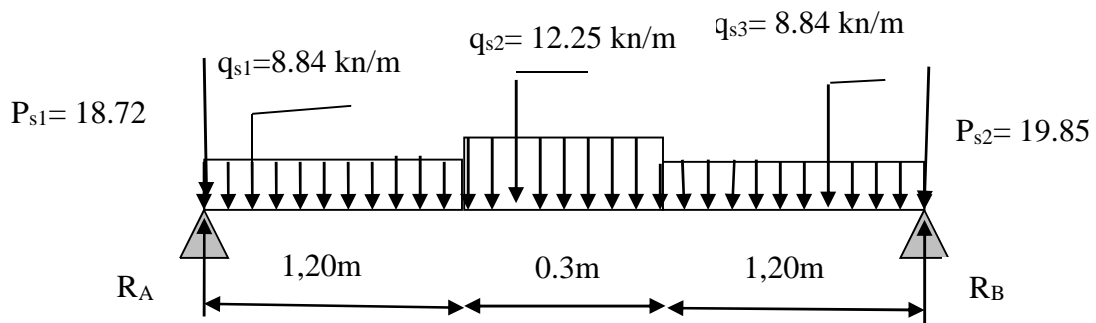


Fig III.2.9 : Schéma statique de calcul

- Réaction d'appuis

$$R_A = 31.17 \text{ KN.m}$$

$$R_B = 32.29 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment max**

On a : pour $x = 1.35$ m : $T_y = 0$ KN.

$$M^{\max}(x=1.35) = R_A x - q_{s1} \times 1.20 \times (x - 0.60) - p_s x - q_{s2} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(x=1.35) = 31.17 \times 1.35 - 8.84 \times 1.20 \times (1.35 - 0.60) - 18.72 \times 1.35 - 12.25 \left(\frac{(1.35 - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(1.35) = 8.71 \text{ KN.m}$$

- **Calcul l'effort tranchant max**

On a : pour $x = 0$ m : $T_y^{\max} = 12.45$ KN.

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_s^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (8.71) = -2.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_s^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (8.71) = 7.4 \text{ KN.}$$

A.11.2 Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

❖ Etat limite de compression du béton

$$\bar{f}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

➤ En travée

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - nAs(d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 4.52(13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 67.8 y_1 - 881.4 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 425.3 \rightarrow y_1 = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 As (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3.57^3}{3} + 15 \times 4.52(13 - 3.57)^2 = 7545.75 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = 7.4 \text{ kN.m}$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{740 \times 10}{7545.75} \times 3.57 = 3.50 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - nAs(d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 2.01(13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 30.15 y_1 - 391.95 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 281.60 \rightarrow y_1 = 2.51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 As (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 2.51^3}{3} + 15 \times 2.01(13 - 2.51)^2 = 3844.81 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = 2.61 \text{ kN.m}$$

$$\dagger_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{261 \times 10}{3844.81} \times 2.51 = 1.70 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$\text{➤ } \frac{h}{L} = \frac{15}{270} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

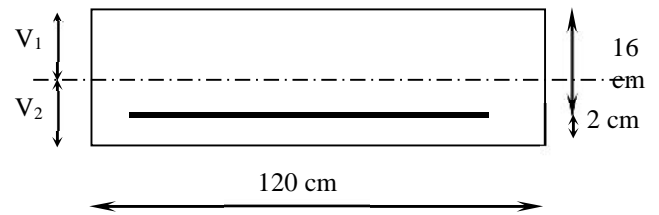
$$\text{➤ } \frac{h}{L} = \frac{15}{270} = 0.055 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.4}{10 \times 8.71} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

✓ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5q_{\max}L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.54\text{cm}$$



$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogène.

✓ La position de l'axe neutre

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.7 = 7.3\text{cm}.$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 At \times d}{b \times h + 15 At} = \frac{50 \times 15^2 + 15 \times 4.52 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.7 \text{ cm} .$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = 30089.5\text{cm}^4 .$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.25 \times 10^{-2} \times 270^4}{1081.896 \times 30089.5} = 0.26\text{cm} < \bar{f} = 0.54\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ Etage du RDC

Vue que la volée 1 et la volée 3 sont identiques dans tous les niveaux donc leurs calculs se fera de la même manière que celles calculer précédemment (étage courant). Alors on va se contenter de calculer la volée 2 (volée intermédiaire) au RDC.

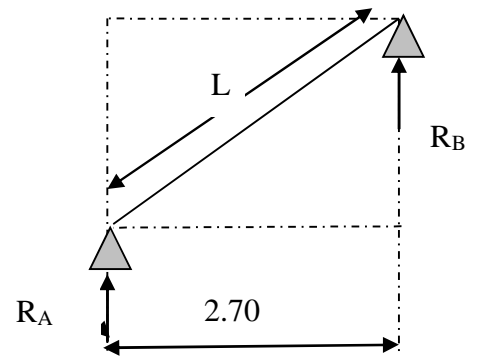
B.1 Dimensionnement de la 2^{ème} volée

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

$$L = 5 \times 30 = 150 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\gamma) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \gamma = 29.54^\circ$$

$$\cos \gamma = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \gamma} = \frac{270}{\cos 29.54^\circ} = 310.34 \text{ cm.}$$



D'où

$$\frac{310.34}{30} \leq e_p \leq \frac{310.34}{20} \Rightarrow 10.35 \text{ cm} \leq e_p \leq 15.51 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm.}$

B.2 Combinaison des charges

B.2.1 Combinaison des charges à l'ELU

$$\text{Palier : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.17 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.92 \text{ kN/m}$$

B.2.2 Combinaison des charges à l'ELS

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = (6.24 + 2.5) \times 1 = 8.84 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_s = G + Q = (9.75 + 2.5) \times 1 = 12.25 \text{ kN/ml}$$

B.3 Calcul à l'ELU

B.3.1 Calcul des efforts internes

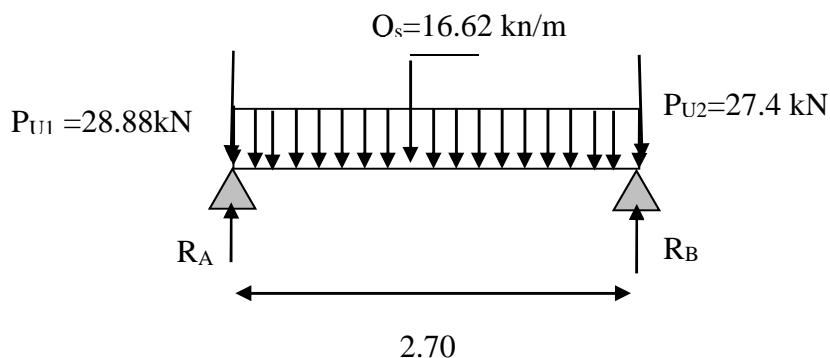


Fig III.2.10 : Schéma statique de calcul

P_{u1} : la réaction de l'appui A qui appartient au palier 1

P_{u2} : la réaction de l'appui A qui appartient au palier 3

• Réaction d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2.70q_u + p_{u1} + p_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.70 \times 16.62 + 25.88 + 27.4 = 98.15 \text{ KN/ml}.$$

$$R_A + R_B = 98.15 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 2.70 \times \frac{2.70}{2} + p_{u2} \times L$$

$$R_B \times 2.70 = 16.62 \times 2.70 \times 1.35 + 27.4 \times 2.70$$

$$R_B = \frac{60.58 + 73.98}{2.70} = \frac{134.56}{2.70} = 49.84 \text{ KN}.$$

$$R_A = 98.15 - 49.84 = 48.31 \text{ KN}$$

$$R_A = 48.31 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

$$T(x) = R_A - q_u \cdot x - p_{u1}$$

$$T(x) = 48.31 - 16.62x - 25.88$$

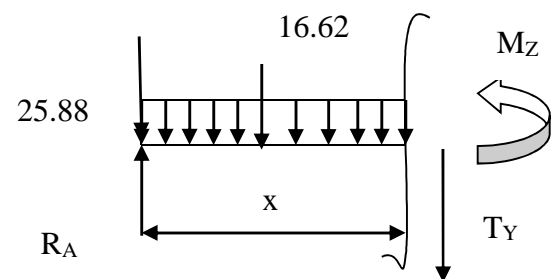
$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 22.43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x=2.70) = 48.31 - 16.62 \times 2.70 - 25.88 = 48.31 - 44.87 - 25.88 = -22.44 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_A x - p_{u1} x - q_u \frac{x^2}{2} = 48.31x - 25.88x - \frac{16.62}{2} x^2$$

$$M(x) = 48.31x - 25.88x - 8.31x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2.70 \text{ m} , \quad M(x=2.70) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0 , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



- **Calcul du moment max**

On a : pour $x = 1.35$ m : $T_y = 0$ KN.

$$M^{\max}(x=1.35) = R_A x - p_{u1}x - q_u \frac{x^2}{2} = 48.31x - 25.88x - \frac{16.62}{2}x^2$$

$$M^{\max}(x=1.35) = 48.31x - 25.88x - 8.31x^2$$

$$M^{\max}(1.35) = 15.14 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (15.14) = -4.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (15.14) = 12.87 \text{ KN.m}$$

B.3.2 Calcul des armatures

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

✓ **Aux Appuis**

❖ **Armatures principales**

$$M_B = -4.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_b}$$

$$\mu_b = \frac{4.5}{1 \times 10^2 \times 1.4} = 0.019$$

$$\mu_b = 0.018 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de μ correspondante.

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_b = \frac{4.5}{0.9} \frac{1}{1} \frac{1}{3} \frac{1}{.8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA 8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **En travée**

$$M_u^t = 11.92 \text{ KN}$$

❖ **Armatures principales**

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.87 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.054 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,054 \quad = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\sigma_s d \mu_b} = \frac{12.87 \times 10^2}{0.972 \times 13 \times 34.8} = 2.93 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 12 = 4.52 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm.**

B.3.3 Les vérifications à l'ELU

❖ **Vérification du non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 120 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Aux appuis $A_{a1} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

❖ **Vérification de contrainte tangentielle** [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{22.4 \times 10}{100 \times 13} = 0.17 \text{ MPa} .$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\alpha_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \alpha_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{22.44 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.072} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \alpha \times W = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ mm} .$$

$$\tau_{se} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Encrage des barres** (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \alpha^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} .$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{W \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$l_s = 40w = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 48 \text{ cm}$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

- **Influence sur le béton** : On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 780.66 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 22.44 \text{ KN} < 780.66 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures** : On doit vérifier que :

$$Aa \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -4.54 \text{ KN.m}$$

$$Aa \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(22.44 - \frac{4.54 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -0.47 \text{ cm}^2 < 0$$

$$Aa = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B.4 Calcul à l'ELS

B.4.1 Calcul des efforts internes

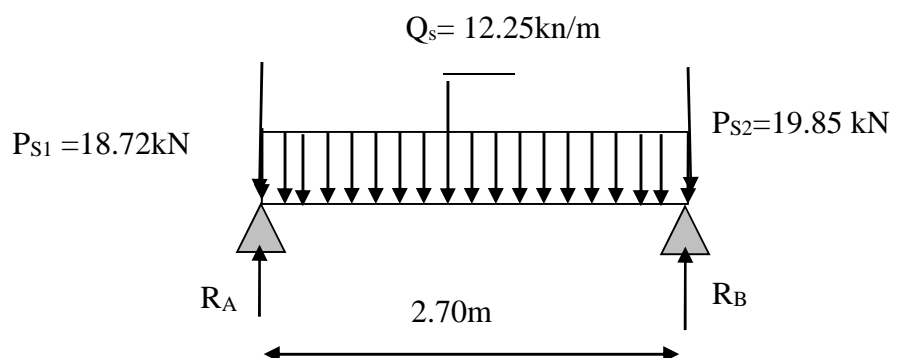
- **Réaction d'appuis**

$$R_A = 35.25 \text{ KN.m}$$

$$R_B = 36.38 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment max**

On a : pour $x = 1.35 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.



$$M^{\max}(x=1.35) = R_A x - p_{s1}x - q_u \frac{x^2}{2} = 35.25x - 18.72x - \frac{12.25}{2}x^2$$

$$M^{\max}(x=1.35) = 35.25x - 18.72x - 6.125x^2$$

$$M^{\max}(1.35) = 11.15 \text{ KN.m}$$

- **Calcul l'effort tranchant max**

On a : pour $x = 0 \text{ m}$: $T_y^{\max} = 16.53 \text{ KN}$.

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_s^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (11.15) = -3.345 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_s^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (11.15) = 9.48 \text{ KN.}$$

B.4.2 Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

❖ Etat limite de compression du béton

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

➤ En travée

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 4.52 (13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 67.8 y_1 - 881.4 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 425.3 \rightarrow y_1 = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3.57^3}{3} + 15 \times 4.52 (13 - 3.57)^2 = 7545.75 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = 9.48 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{948 \times 10}{7545.75} \times 3.57 = 4.48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - nAs(d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 2.01(13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 30.15 y_1 - 391.95 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 281.60 \rightarrow y_1 = 2.51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 2.51^3}{3} + 15 \times 2.01(13 - 2.51)^2 = 3844.81 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = 3.345 \text{ kN.m}$$

$$\tau_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{334.5 \times 10}{3844.81} \times 2.51 = 2.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

➤ $\frac{h}{L} = \frac{15}{270} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

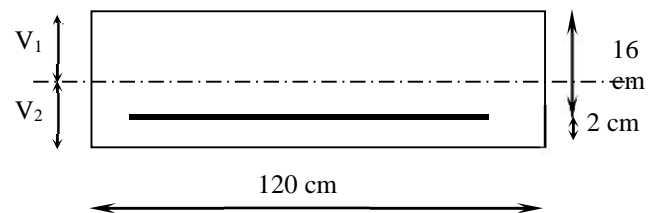
➤ $\frac{h}{L} = \frac{15}{270} = 0.055 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.48}{10 \times 11.15} = 0.085 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

➤ $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Donc les conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

✓ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5q_{max} L^4}{384 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.54 \text{ cm}$$



$$q_{max} = \max(q_{paillasse} ; q_{palier})$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818.865 \text{ MPa}$)

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogène.

✓ La position de l'axe neutre

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 At \times d}{b \times h + 15 At} = \frac{50 \times 15^2 + 15 \times 4.52 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.7 \text{ cm} .$$

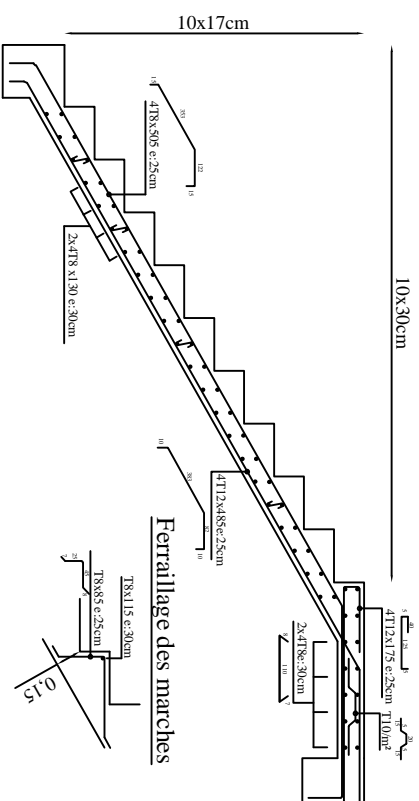
$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.7 = 7.3 \text{ cm}.$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 At (V_2 - c)^2 = 30089.5 \text{ cm}^4 .$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.25 \times 10^{-2} \times 270^4}{1081.896 \times 30089.5} = 0.26 \text{ cm} \langle \bar{f} = 0.54 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

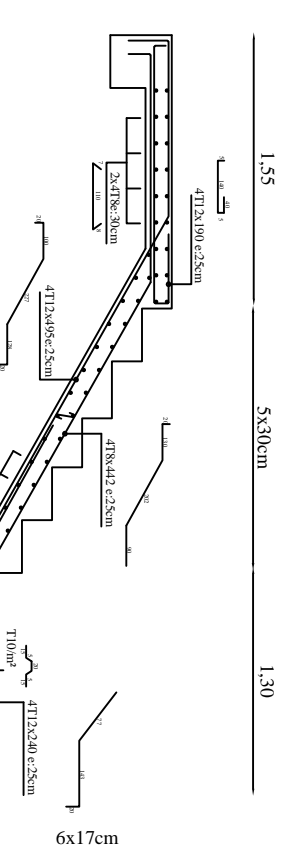
Conclusion les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Coff/Ferr de la volée 01



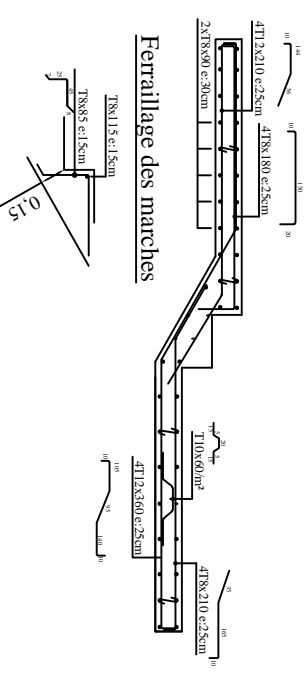
Ferrailage des marches

Coff/Ferr de la volée 02



Ferrailage des marches

Coff/Ferr de la volée 03

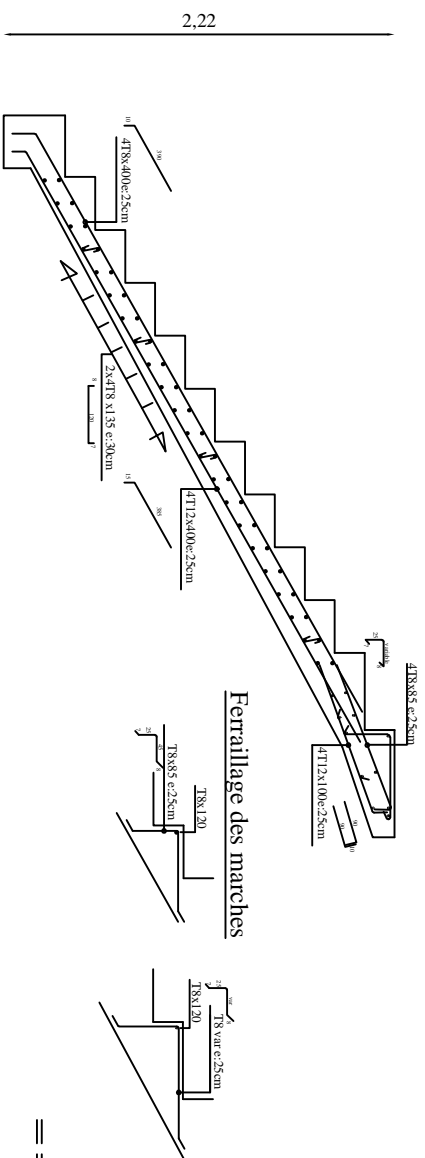


Ferrailage des marches

Coffrage & ferrailage de la cage d'escalier d'étage courant

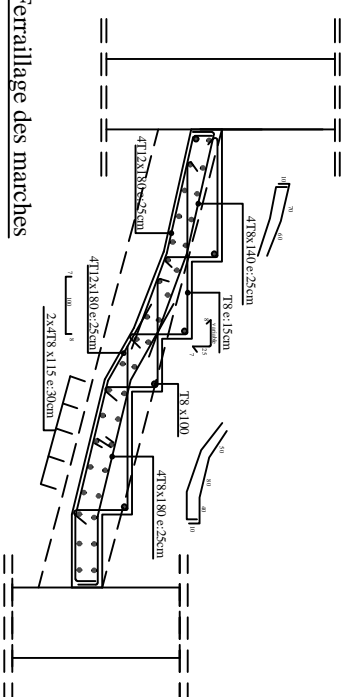
Coff/Ferr de la voie U1

4,10



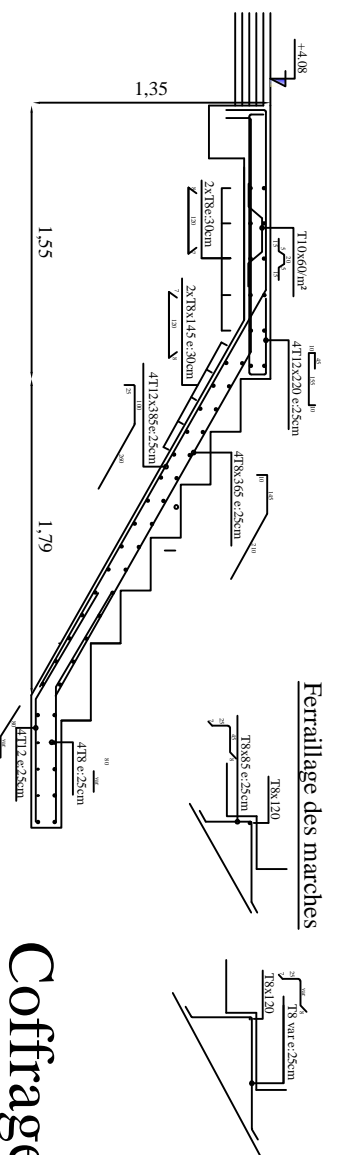
Ferrillage des marches

Coff/Ferr de la voie 02



Ferrillage des marches

Coff/Ferr de la voie 03



Ferrillage des marches

Coffrage & ferrillage de la cage d'escalier
E.sol, RDC & étage de service

III.3 Poutre palière

A/ Etude de la poutre palière des étages courants

III.3.1 Pré dimensionnement

) Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

III.3.2 Calcul de la poutre palière

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2.70 \text{ m} \quad \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \quad \text{donc : } 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

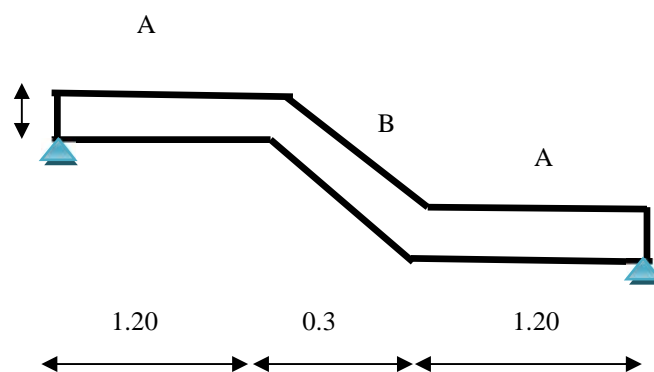
Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'ou : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend: $b = 25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b | h) = (25 | 30) \text{ cm}^2$



a) Détermination des charges

- ✓ Poids propre de la poutre (partie A) = $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$

- ✓ Poids propre de la poutre (**partie B**) $\times \frac{0.25 | 0.30 | 25}{\cos 29.54} \times 2.155 \text{ KN/ml}$
- ✓ Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u = 17.1 \text{ KN}$
ELS : $T_s = 12.45 \text{ KN}$

b) Combinaison des charges

ELU $q_{uA} = 1.35G \Gamma \frac{2T_u}{L} \times 1.35 | 1.875 \Gamma \frac{2 | 17.1}{2.70} \times 15.2 \text{ KN/ml}.$

$q_{uB} = 1.35G \Gamma \frac{2T_u}{L} \times 1.35 | 2.155 \Gamma \frac{2 | 17.1}{2.70} \times 15.58 \text{ KN/ml}.$

ELS $q_{sA} = G \Gamma \frac{2T_s}{L} \times 1.875 \Gamma \frac{2 | 12.45}{2.7} \times 11.1 \text{ KN/ml}.$

$q_{sB} = G \Gamma \frac{2T_s}{L} \times 2.155 \Gamma \frac{2 | 12.45}{2.7} \times 11.37 \text{ KN/ml}.$

III.4.3 Calcul des efforts à l'ELU

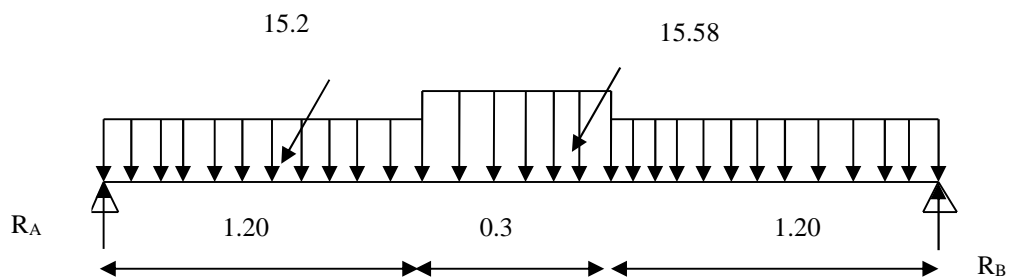


Schéma statique à l'ELU

) Réactions d'appuis

$R_A + R_B = 41.154 \text{ KN}$

$R_A = R_B = 20.58 \text{ KN}$

) Moment isostatique

On a : pour $x = 1.35 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$M^{\max} (x = 1.35) = R_A x - q_{uA} | 1.20 | f_x \times 0.60 \text{ A } q_{sB} \frac{(x \times 1.20)^2}{2}$

$$M^{\max}(x=1.35) = 20.58 \mid 1.35 - 15.2 \mid 1.20 \mid \int_{1.35}^{0.60} 15.58 \frac{(1.35 - Z)1.20}{2}$$

$$M^{\max}(1.35) = 13.93 \text{ KN.m}$$

) **Effort tranchant**

On a : pour $x = 0 \text{ m}$: $T_{\max} = 20.58 \text{ KN}$.

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

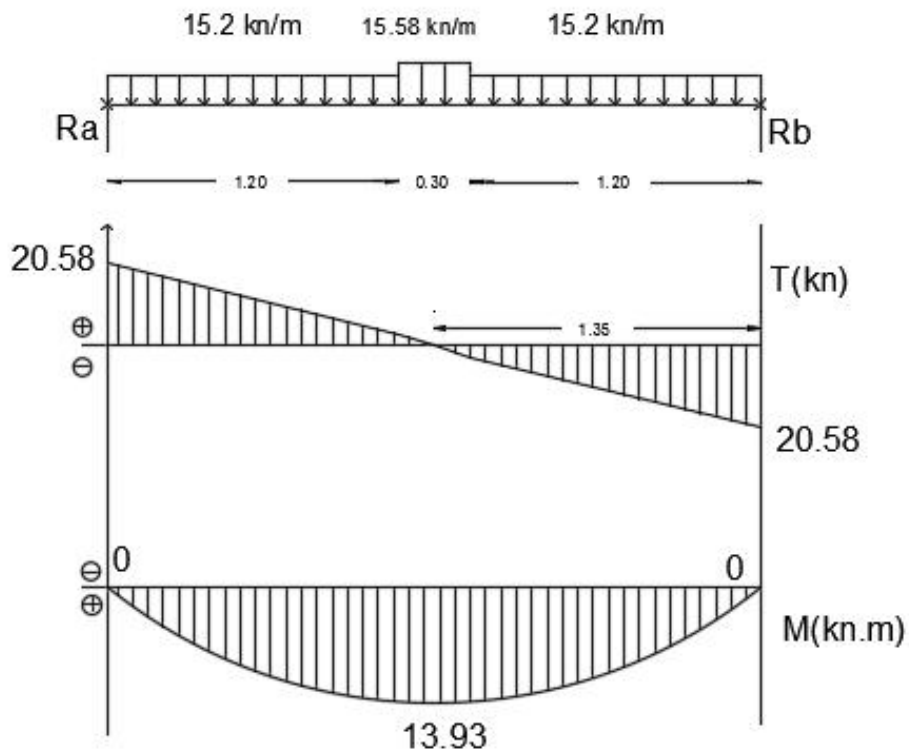


Fig III.3.1 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a \times 0.3 \mid M_u^{\max} \times 0.3 \mid 13.93 \times 4.179 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t \times 0.85 \mid M_u^{\max} \times 0.85 \mid 13.93 \times 11.84 \text{ kN.m}$

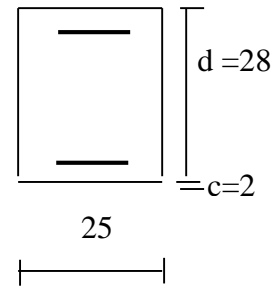
a) Calcul des armatures

En travée

$$\sim_b X \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} X \frac{11.84 | 10^2}{25 | 28^2 | 1.42} X 0.042$$

$$\sim_b X 0.042 \quad \sim_l X 0.392 \quad \text{Section simplement armée}$$

$$= 0.978$$



$$A_t X \frac{M_t}{s.d.\uparrow_{st}} X \frac{11.84 | 10^2}{0.978 | 28 | 34.8} X 1.24 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$$

Sur appuis

$$\sim_b X \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} X \frac{4.179 | 10^2}{25 | 28^2 | 1.42} X 0.015$$

$$\sim_b X 0.015 \quad \sim_l X 0.392 \quad \text{Section simplement armée}$$

$$s X 0.993$$

$$A_a X \frac{M_a}{s.d.\uparrow_{st}} X \frac{4.179 | 10^2}{0.993 | 28 | 34.8} X 0.43\text{cm}^2 \quad \text{On opte pour } 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

III.3.4 Vérifications à l'ELU

III.3.4.1 Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} X 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} X 0.23 | 25 | 28 | \frac{2.1}{400} X 0.85\text{cm}^2 .$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a X 3.39\text{cm}^2 \quad A_{\min} X 0.85\text{cm}^2 \\ A_t X 3.39\text{cm}^2 \quad A_{\min} X 0.85\text{cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.2 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} X 20.58 \text{ kN}$$

$$f_{tu} \times \frac{T_u^{\max}}{b.d} \times \frac{20.58 | 10}{25 | 28} \times 0.294 \text{ MPa}$$

$$f_{tu} \times \min \{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} \times 3.3 \text{ MPa}$$

$$f_{tu} \times 0.294 \text{ MPa} \quad f_{tu} \times 3.3 \text{ MPa}$$

Condition est vérifiée

III.3.4.3 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art .A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\sigma_{se} \leq \sigma_{se}^{TM} \leq \sigma_s \leq f_{t28} \times 1.5 \leq 2.1 \times 3.15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{se} \leq \frac{T_u^{\max}}{0.9d} \leq \sigma_{si} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{si} \leq \sigma_s$$

$$\sigma_{se} \leq \frac{20.58 | 10}{0.9 | 28 | 3 | 3.14 | 1.2} \times 0.722 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} \leq 0.722 \text{ MPa} \quad \sigma_{se} \leq 3.15 \text{ MPa}$$

Condition est vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.4.4 Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$w_t \leq \min \left\{ w_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \times \min \{ 2 ; 8.5 ; 20 \} \times 8.75 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : w 8

$$A_t \leq \frac{f W^2}{4} \leq 0.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 3 HA8 = 1.51 cm². \longrightarrow (1 cadre + 1 étrier) w 8

Espacement entre les armatures

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} \times \min \{ 5.2 ; 40 \text{ cm} \} \times 25.2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.4.5 Espacement des barres

D'après le règlement (RPA99, Art 7.5.2.2)

) **En zone nodale**

$$A_t \mid 0.003 \mid S \mid b \quad S^{TM} \frac{A_t}{0.003 \mid b} \times \frac{2.01}{0.003 \mid 25} \times 26.8cm$$

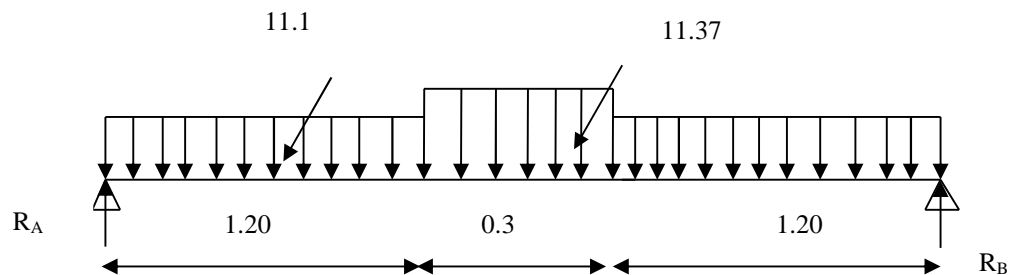
$$S_t^{TM} \min \frac{h}{4} ; 12w \times \min \sum 5cm ; 9.6cm * X 7cm$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

) **En zone courante (travée)**

$$S_t^{TM} \frac{h}{2} X 15cm, \text{ soit } S_t = 15$$

III.3.5 Vérifications à l'ELS



) **Réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = 30.05 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 15.03 \text{ KN}$$

) **Moment isostatique**

On a : pour $x = 1.35 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x = 1.35) = R_A x - q_{SA} \mid 1.20 \mid \int_x 0.60A \mid q_{SB} \frac{(x - 1.20)^2}{2}$$

$$M^{\max}(x = 1.35) = 15.03 \mid 1.35 - 11.1 \mid 1.20 \mid \int_{1.35} 0.60A \mid 11.37 \frac{(1.35 - 1.20)^2}{2}$$

$$M^{\max}(1.35) = 10.17 \text{ KN.m}$$

) Effort tranchant

On a : pour $x = 0 \text{ m}$: $T_{\max} = 15.03 \text{ KN}$.

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_{sa} \times 0.3 \mid M_s^{\max} \times 0.3 \mid 10.17 \times 0.3 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} \times 0.85 \mid M_s^{\max} \times 0.85 \mid 10.17 \times 0.85 \text{ KN.m}$

III.3.5.1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

a) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \times 0.6 \mid f_{c28} \times 15 \text{ Mpa}$.

En travée

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} \times n A_s f_d \times y_1 \times \sigma \quad 12.5 y_1^2 \times 3.39 f_{28} \times y_1 \mid 15 \times 0$$

$$12.5 y_1^2 \times 50.85 y_1 \times 1423.8 \times 0 \quad \sqrt{\zeta} \times y_1 \times 8.83 \text{ cm}$$

$$I \times \frac{b y_1^3}{3} \times 15 A_s f_d \times y_1 \times \sigma \quad \times \frac{12.5 \mid 8.83^3}{3} \times 15 \mid 3.39 f_{28} \times 8.83 \times 21555.41 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} \times 8.64 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} \times \frac{M_{ser}}{I} \mid y_1 \times \frac{864 \mid 10}{21555.41} \mid 8.83 \times 3.54 \text{ MPa} \Phi 15 \text{ MPa} \mid \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} \times n A_s f_d \times y_1 \times \sigma \quad 12.5 y_1^2 \times 3.39 f_{28} \times y_1 \mid 15 \times 0$$

$$12.5 y_1^2 \times 50.85 y_1 \times 1423.8 \times 0 \quad \sqrt{\zeta} \times 271.617 \mid y_1 \times 8.831 \text{ cm}$$

$$I \times \frac{b y_1^3}{3} \times 15 A_s f_d \times y_1 \times \sigma \quad \times \frac{12.5 \mid 8.831^3}{3} \times 15 \mid 3.39 f_{28} \times 8.831 \times 21554.442 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} \times 310 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} \times \frac{M_{ser}}{I} \mid y_1 \times \frac{310 \mid 10}{21554.442} \mid 8.831 \times 1.270 \text{ MPa} \Phi 15 \text{ MPa} \mid \text{condition vérifiée}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

c) Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \times \frac{30}{270} \times 0.11 \quad \frac{1}{16} \times 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \times 0.11 \mid \frac{M_t}{10M_0} \times \frac{8.64}{10 \mid 10.17} \times 0.08 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} \times \frac{3.39}{25 \mid 30} \times 0.0045 \quad \text{TM} \quad \frac{4.2}{f_e} \times 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

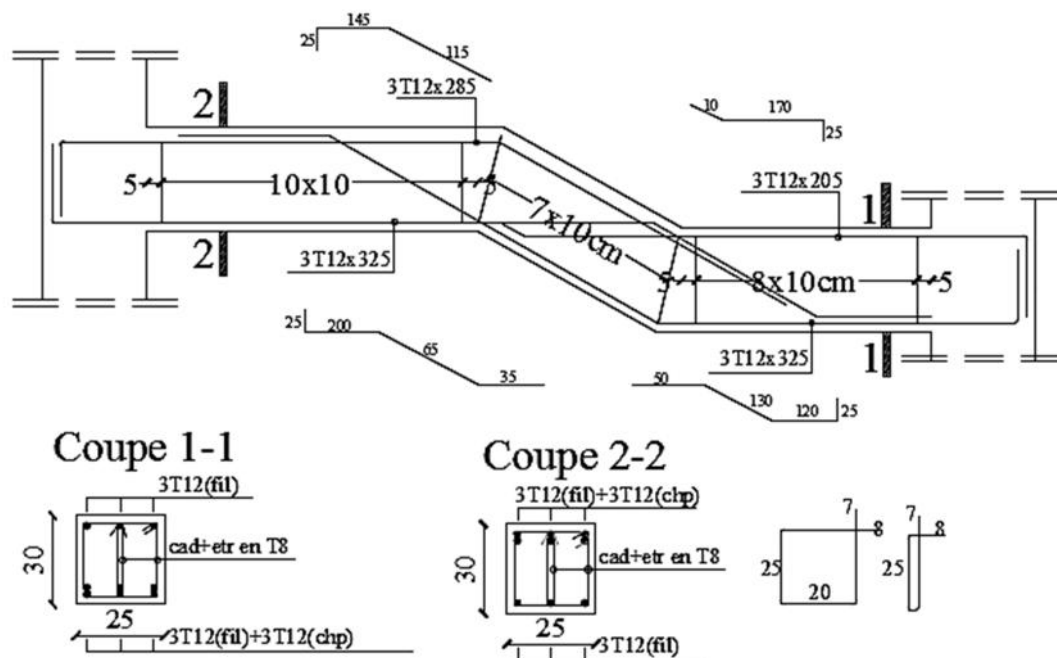


Fig III.3.2 : Ferrailage de la poutre palière des étages courants.

B/ Etude de la poutre palière du RDC

III.3.1 Pré dimensionnement

Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

III.3.2 Calcul de la poutre palière

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2.70 \text{ m} \quad \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \quad \text{donc : } 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

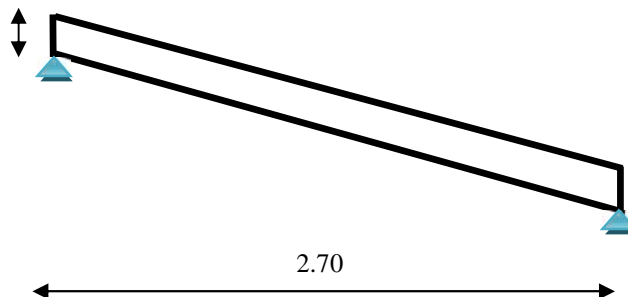
Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b | h) = (25 | 30) \text{ cm}^2$



c) Détermination des charges

✓ Poids propre de la poutre $X \frac{0.25 | 0.30 | 25}{\cos 29.54} X 2.155 \text{ KN / ml}$

✓ Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u = 17.1 \text{ KN}$

ELS : $T_s = 12.45 \text{ KN}$

d) Combinaison des charges

ELU $q_u = 1,35G \Gamma \frac{2T_u}{L} X 1.35 | 2.155 \Gamma \frac{2 | 17.1}{2.70} X 15.58 \text{ KN / ml} .$

ELS $q_{sB} = G \Gamma \frac{2T_s}{L} \times 2.155 \Gamma \frac{2 \mid 12.45}{2.7} \times 11.37 \text{ KN/ml} .$

III.3.3 Calcul des efforts à l'ELU

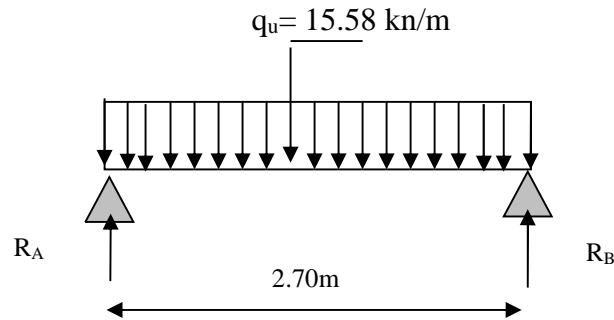


Schéma statique à l'ELU

) Réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 42.066 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 21.1 \text{ KN}$$

) Moment isostatique

$$M_{0u} \times M_u^{\max} \times \frac{q_u \mid l^2}{8} \times \frac{15.58 \mid 2.70^2}{8} \times 14.2 \text{ kN.m}$$

) Effort tranchant

$$T_u \times T_u^{\max} \times \frac{q_u \mid l}{2} \times \frac{15.58 \mid 2.70}{2} \times 21.1 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a \times Z0.3 \mid M_u^{\max} \times Z0.3 \mid 14.2 \times Z4.26 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t \times 0.85 \mid M_u^{\max} \times 0.85 \mid 14.2 \times 12.07 \text{ kN.m}$

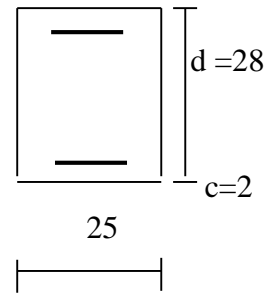
b) Calcul des armatures

En travée

$$\tilde{\sigma}_b \times \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \times \frac{12.07 \mid 10^2}{25 \mid 28^2 \mid 1.42} \times 0.042$$

$$\tilde{\sigma}_b \times 0.042 \quad \tilde{\sigma}_l \times 0.392 \quad \text{Section simplement armée}$$

$$= 0.979$$



$$A_t \times \frac{M_t}{s \cdot d \cdot f_{st}} \times \frac{12.07 \mid 10^2}{0.979 \mid 28 \mid 34.8} \times 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$$

Sur appuis

$$\tilde{\sigma}_b \times \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \times \frac{4.26 \mid 10^2}{25 \mid 28^2 \mid 1.42} \times 0.015$$

$$\tilde{\sigma}_b \times 0.015 \quad \tilde{\sigma}_l \times 0.392 \quad \text{Section simplement armée}$$

$$s \times 0.993$$

$$A_a \times \frac{M_a}{s \cdot d \cdot f_{st}} \times \frac{4.26 \mid 10^2}{0.993 \mid 28 \mid 34.8} \times 0.44 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

III.3.4 Vérifications à l'ELU

III.3.4.1 Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} \times 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times 0.23 \mid 25 \mid 28 \mid \frac{2.1}{400} \times 0.85 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a \times 3.39 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} \times 0.85 \text{ cm}^2 \\ A_t \times 3.39 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} \times 0.85 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.2 Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 21.1 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{21.1}{25 \cdot 28} = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min(0.13 f_{ct28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée}$$

III.3.4.3 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \tau_{s,28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d} = \tau_{si} \quad \text{avec : } \tau_{si} \leq \tau_{s,28}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.1}{0.9 \cdot 28} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.74 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.4.4 Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$w_t \leq \min \left(w_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min(2 ; 8.5 ; 20) = 2 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $w = 8$

$$A_t = \frac{f W^2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 3 HA8 = 1.51 cm². \longrightarrow (1 cadre + 1 étrier) w 8

Espacement entre les armatures

$$S_t \text{ min } \sum 0.9d ; 40\text{cm} * X \text{ min } \sum 5.2 ; 40\text{cm} * X 25.2\text{cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.4.5 Espacement des barres

D'après le règlement (RPA99, Art 7.5.2.2)

) **En zone nodale**

$$A_t \leq 0.003 * S * b \quad S \text{ min } \frac{A_t}{0.003 * b} * X \frac{2.01}{0.003 * 25} * X 26.8\text{cm}$$

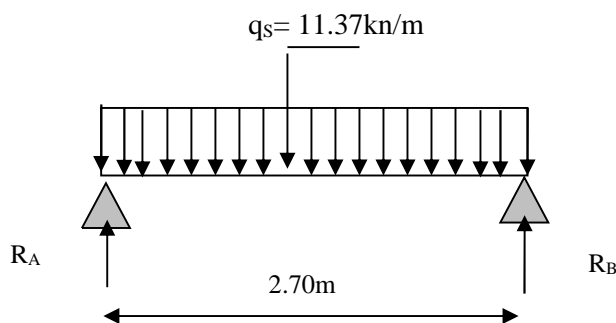
$$S_t \text{ min } \frac{h}{4} ; 12w \quad X \text{ min } \sum 5.5\text{cm} ; 9.6\text{cm} * X 7\text{cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

) **En zone courante (travée)**

$$S_t \text{ min } \frac{h}{2} * X 15\text{cm}, \text{ soit } S_t = 15$$

III.3.5 Vérifications à l'ELS



) **Réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = 30.7 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 15.35 \text{ KN}$$

J) **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{11.37 \cdot 2.7^2}{8} = 10.36 \text{ KN.m}$$

J) **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{11.37 \cdot 2.70}{2} = 15.35 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_{sa} = 0.3 \cdot M_s^{\max} = 0.3 \cdot 10.36 = 3.11 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0.85 \cdot M_s^{\max} = 0.85 \cdot 10.36 = 8.8 \text{ KN.m}$

III.3.5.1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

d) **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

En travée

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} \cdot n \cdot A_s \cdot f_d \leq \sigma_{bc} \cdot A \leq 15 \cdot 0$$

$$12.5 \cdot y_1^2 \cdot 15 \cdot 0.85 \cdot y_1 \leq 1423.8 \cdot 0 \leq \sqrt{\zeta} \cdot A \leq y_1 \cdot 8.83 \text{ cm}$$

$$I \leq \frac{b \cdot y_1^3}{3} \cdot n \cdot A_s \cdot f_d \leq \sigma_{bc} \cdot A \leq \frac{12.5 \cdot 8.83^3}{3} \cdot 15 \leq 3.39 \cdot f_{28} \cdot 8.83 \cdot A \leq 21555.41 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 8.8 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq y_1 \leq \frac{880 \cdot 10}{21555.41} \leq 8.83 \cdot 3.60 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad | \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} \cdot n \cdot A_s \cdot f_d \leq \sigma_{bc} \cdot A \leq 15 \cdot 0$$

$$12.5 \cdot y_1^2 \cdot 15 \cdot 0.85 \cdot y_1 \leq 1423.8 \cdot 0 \leq \sqrt{\zeta} \cdot A \leq y_1 \cdot 8.831 \text{ cm}$$

$$I \leq \frac{b \cdot y_1^3}{3} \cdot n \cdot A_s \cdot f_d \leq \sigma_{bc} \cdot A \leq \frac{12.5 \cdot 8.831^3}{3} \cdot 15 \leq 3.39 \cdot f_{28} \cdot 8.831 \cdot A \leq 21554.442 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 3.11 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq y_1 \leq \frac{311 \cdot 10}{21554.442} \leq 8.831 \cdot 1.270 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad | \quad \text{condition vérifiée}$$

e) **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

f) **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

g) **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \times \frac{30}{270} \times 0.11 \quad \frac{1}{16} \times 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \times 0.11 \mid \frac{M_t}{10M_0} \times \frac{8.8}{10 \mid 10.36} \times 0.08 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} \times \frac{3.39}{25 \mid 30} \times 0.0045 \quad \text{TM} \quad \frac{4.2}{f_e} \times 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

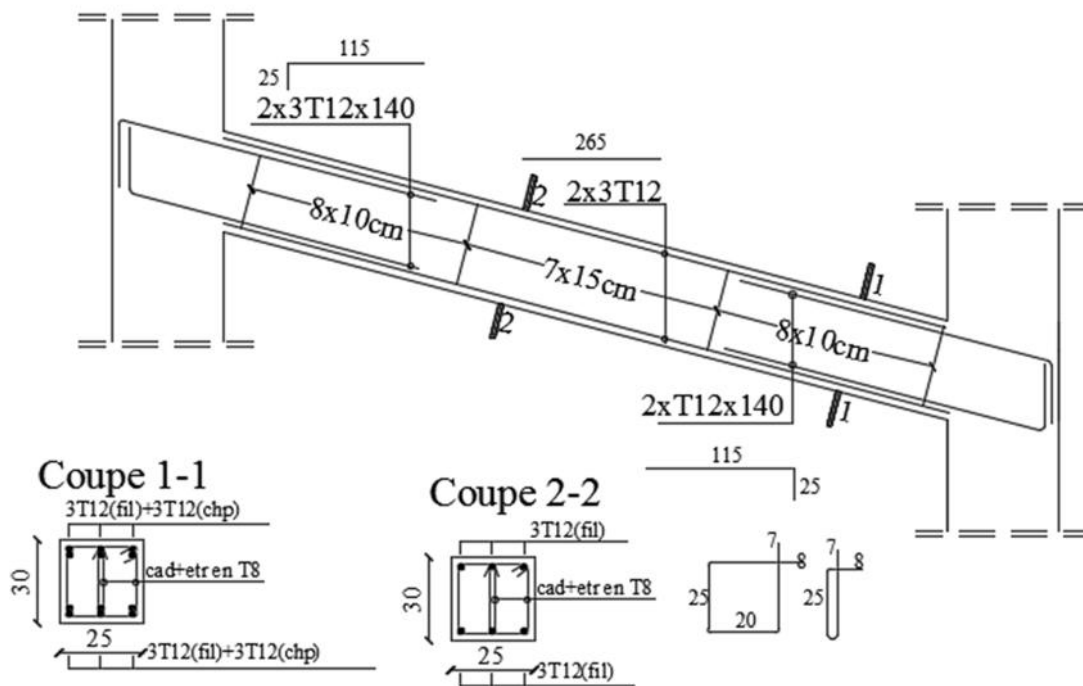


Fig III.3.3 : Ferrailage de la poutre palière des étages RDC, E-sol et service.

III.4 Les balcons

III.4.1 Introduction

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine.

III.4.2 Pré dimensionnement de la dalle pleine

$E_p = L/10 = 140/10 = 14\text{cm}$. Soit : $E_p = 15\text{cm}$

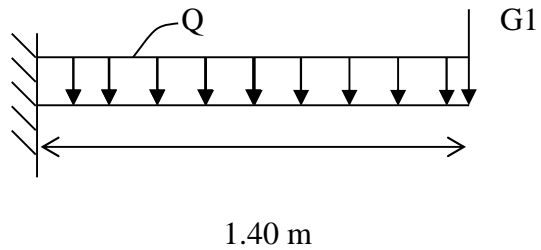


Fig III.4.1 : Schéma Statique

III.4.2.1 Charges revenant à la console

a) Charges permanentes

) Charges réparties

Tableau III.4.1 : Charges permanentes du balcon

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m ³]	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.03	22	0.66
3. Couche de sable	0.025	18	0.45
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Mortier de ciment	0.02	20	0.4
			Gt = 5.7

b) Charge concentrée (poids propre du garde-corps)

Tableau III.4.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

Eléments	Charges permanentes (kN/m ²)	Résultats (kN/m ²)
Brique (e _p =0.1m)	9 0.10	0.90
Enduit de ciment (e _p =2cm)	18 0.02 2	0.72
Somme (g)		1.62

c) Surcharge d'exploitation

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

III.4.3 Combinaisons des charges

A L'ELU : 1.35G+1.5

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 5.7 + 1.5 \times 3.5 = 12.945 \text{ kN / m}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN / m}$$

A L'ELS : G+Q

$$q_{s1} = G_1 + Q = 5.7 + 3.5 = 9.2 \text{ kN / ml}$$

$$q_{s2} = G_2 = 1.62 \text{ kN / ml}$$

III.4.4 Calcul des moments d'encastrement

) Le moment provoqué par la charge q_{u1}

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.945 \times 1.40^2}{2} = 12.69 \text{ kN.m}$$

) Le moment provoqué par la surcharge q_{u2}

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.40 = 3.066 \text{ kN.m}$$

⇒ Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 12.69 + 3.066 = 15.756 \text{ kN.m}$$

) Moments fléchissant

➤ Le moment provoqué par la charge q_{s1}

$$M_{qs1} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{9.2 \times 1.4^2}{2} = 9.016 \text{ k.m}$$

➤ Le moment provoqué par la charge q_{s2}

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.40 = 2.268 \text{ kN.m}$$

⇒ Le moment total aura la valeur

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 9.016 + 2.268 = 11.284 \text{ kN.m}$$

III.4.5 Ferrailage

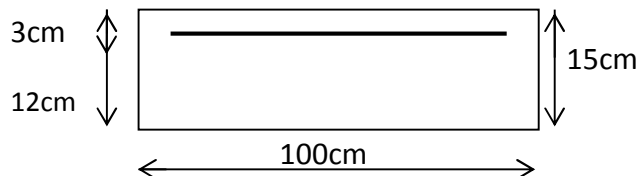
a) Les armatures principales

$$\sim X \frac{\pi_u}{bd^2 f_{bu}} X \frac{15.756 | 10^3}{100 | 12^2 | 14.2} X 0.077 \Phi_{-1} X 0.392 \quad \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\sim X 0.077 \quad \text{S} X 0.959 \quad \gamma X \frac{\pi_u}{S d \uparrow_{st}} X \frac{15.756 | 10^3}{0.959 | 12 | 348} X 3.94 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA12 = 4.52 cm²**. Avec un espacement **St = 25cm**



b) Les armatures de répartition

$$\gamma_r \times \frac{\gamma}{4} \times \frac{4.52}{4} \times 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01} \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = \mathbf{25} \text{ cm}$$

III.4.6 Vérifications à l'ELU

a) Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)

$$\gamma_{\min} \times \frac{0.23bdft_{28}}{fe} \times \frac{0.23 | 100 | 12 | 2.1}{400} \times 1.449 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{\min} \times 1.449 \text{ cm}^2 \Phi \gamma_{\text{adoptée}} \times 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$V_u = q_u l + G_l = 12.945 \times 1.40 + 2.19 = 20.313 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{se} \times \frac{V_u}{0.9d\phi_{u_i}} \Phi \sigma_{se} \quad \text{Avec } \begin{matrix} \tau_{se} \times E_s f_{t28} \times 1.5 | 25 \times 3.15 \text{ MPa} \\ \phi_{u_i} \times 4 | f | 1.2 \times 15.072 \text{ cm} \end{matrix}$$

$$\tau_{se} \times \frac{20.313 | 10}{0.9 | 12 | 15.072} \times 1.247 \text{ MPa} \Phi \tau_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_u \times \frac{V_u}{bd} \Phi \sigma_u \quad \text{Avec } \sigma_u \times \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{\uparrow_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \times 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u \times \frac{20.313 | 10}{100 | 12} \times 0.17 \text{ MPa} \Phi \tau_u \times 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$

III.4.7 Vérification à l'ELS

Etat limite de l'ouverture de la fissure :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire

➤ **Etat limite de compression de béton**

$$\bar{f}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} \cdot n A_s f_d \cdot \gamma_{y1} \cdot \lambda \cdot X_0 = 50 \cdot y_1^2 \cdot 2 \cdot 4.52 \cdot 12 \cdot \gamma_{y1} \cdot \lambda \cdot 15 \cdot X_0$$

$$50 \cdot y_1^2 \cdot \Gamma 67.8 \cdot \gamma_{y1} \cdot Z 813.6 \cdot X_0 = \sqrt{\zeta} \cdot X 409 \cdot | \cdot y_1 \cdot X 3.41 \text{ cm}$$

$$I \cdot X \frac{b \cdot y_1^3}{3} \cdot \Gamma 15 \cdot A_s \cdot f_d \cdot \gamma_{y1} \cdot \lambda \cdot X \frac{100 \cdot | 3.41^3}{3} \cdot \Gamma 15 \cdot | 4.52 \cdot 12 \cdot Z 3.41 \cdot \lambda \cdot X 6324.55 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} \cdot X \frac{q_{s1} \cdot | l^2}{2} \cdot \Gamma q_{s2} \cdot | l \cdot X \frac{9.2 \cdot | 1.4^2}{2} \cdot \Gamma 1.62 \cdot | 1.4 \cdot X 11.284 \text{ KNm}$$

$$\bar{t}_{bc} \cdot X \frac{M_{ser}}{I} \cdot | y_1 \cdot X \frac{1128.4 \cdot | 10}{6324.55} \cdot | 3.41 \cdot X 6.08 \text{ MPa} \cdot \Phi 15 \text{ MPa} \cdot | \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\bar{\sigma}_{st} = X \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{ij}}\right) = X 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_{st} \cdot X \frac{n M_{ser}}{I} \cdot | (d \cdot Z y_1) \cdot X \frac{15 \cdot | 1128.4 \cdot | 10}{6324.55} \cdot | (12 \cdot Z 3.41) \cdot X 229.89 \text{ MPa} \cdot \Psi 201.63 \text{ MPa} \cdot | \text{ CNV}$$

Conclusion

$\bar{\sigma}_{bc} \cdot \Phi \bar{\sigma}_{bc}$ La condition est vérifiée.

$\bar{t}_{st} \cdot \Psi \bar{t}_{st}$ La condition est non vérifiée.

Il faut calculer les armatures en ELS

) **Calcul des armatures en ELS**

Moment limite de service : $M_{lt} = \frac{b d^2}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}_b \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$

$$\bar{\alpha} = \frac{1 \cdot \bar{\sigma}_b}{1 \cdot \bar{\sigma}_b + 1 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1 \cdot x1}{1 \cdot x1 + 2 \cdot .6} = 0.527$$

$$\bar{\sigma}_{st} = X \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{ij}}\right) = \bar{\sigma}_{st} = X \min\left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$M_{t_i} = \frac{1}{2} \times 1.5^2 \times 0.527 \times 1.5 \left(1 - \frac{0.5}{3}\right) \times 10^{-2} = 46.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_i} > M_f \quad \text{SSA}$$

$$\gamma_1 \times \frac{M_{fs}}{bd^2 \sigma_{st}} \times \frac{11.28 \mid 10^2}{100 \mid 12^2 \mid 20.163} \times 0.00388$$

Tableau

$$\gamma_1 \times 0.0028 \quad \longrightarrow \quad \sigma_1 \times 0.9$$

Armatures fictives (flexion simple) :

$$A_{Fs} = \frac{M_{Fs}}{\sigma_1 d \sigma_{st}} \times \frac{11.28 \mid 10^2}{0.9 \mid 12 \mid 20.163} \times 5.18 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA12 = 5.65 cm²** Avec un espacement **St = 20cm**

a) Les armatures de répartition

$$\gamma_r \times \frac{\gamma}{4} \times \frac{5.65}{4} \times 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2} \text{ Avec : } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

) Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{w \mid f_e}{4 \mid \overline{f}_s}$$

$$\overline{f}_s = 0.6 \mid \overline{E}_s \mid f_{t28} = 0.6 \mid (1.5)^2 \mid 2.1 \times 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \mid 400}{4 \mid 2.84} \times 42.25 \text{ cm.}$$

$$l_s = 40w = 40 \mid 1.2 = 48$$

Soit : $l_s = 50 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

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

III.4.8. Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \leq \frac{1}{22.5} \quad \frac{15}{140} \times 0.107 \leq \frac{1}{22.5} \times 0.044 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \leq \frac{M_s}{10.M_u} \quad \frac{15}{140} \times 0.107 \leq \frac{11.28}{10(15.756)} \times 0.071 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \frac{4.52}{100 \times 12} \times 0.0037 \leq \frac{3.6}{400} \times 0.009 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.9 Plan de ferrailage du balcon

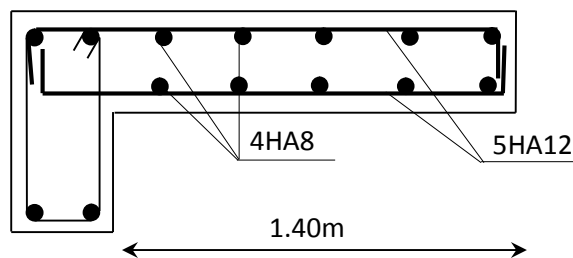


Fig III.4.2 : Ferrailage du balcon

III.5 Salle machine

III.5.1 Introduction

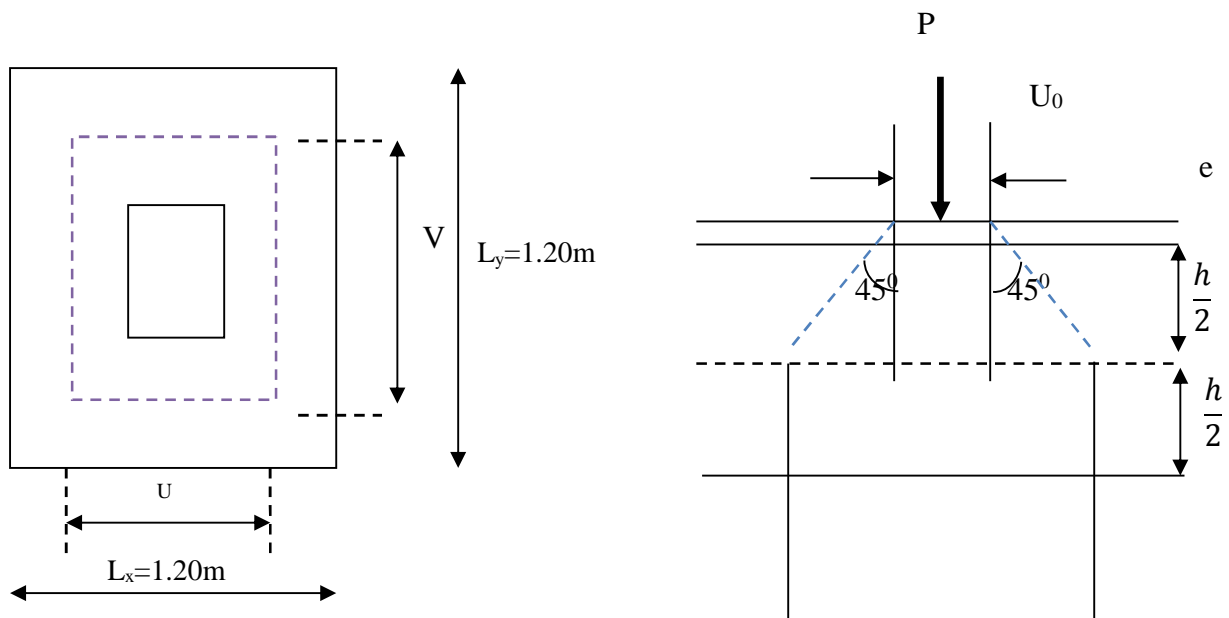
Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ($1.20 \times 1.20 = 1.44 \text{ m}^2$); la charge totale que le système de levage transmet est de 80 kN.

III.5.2 Calcul de la dalle plane

a) épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{3} = \frac{1}{3} = 4 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.



FigIII.5.1: Schéma statique de la salle machine

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de Pigeaud qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a :
$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec: } h_t = 15\text{cm. } e: \text{ revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 80 \text{ cm, } V_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où :
$$\begin{cases} U = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.2}{1.2} = 1; 0.4 \quad \rho < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_u (M_1 + M_2)$$

$$M_y = q_u (M_1 + M_2)$$

: coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.0}{1.2} = 0.875 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1.0}{1.2} = 0.875$$

Après interpolation : $M_1 = 0.044$, $M_2 = 0.044$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.044 = 4.752 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.044 = 4.752 \text{ kN.m}$$

III.5.3 Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\dots = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow 0,4 \quad \dots < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\dots = 1 \Rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0.0368 \\ \sim_y = 1.000 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \sim_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \sim_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN} / m^2$

Avec : $q_u = 1.35.G + 1.5.Q = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ kN} / mL$

$$M_{x2} = \tilde{\alpha}_x \times q \times L_x^2 = 0.0368 \times 6.56 \times (1.20)^2 = 0.348 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \tilde{\alpha}_y \times M_{x2} = 1.000 \times 0.348 = 0.348 \text{ kN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.752 + 0.348 = 5.100 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.752 + 0.348 = 5.100 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés avec des coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

III.5.4 Ferrailage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

- **Dans le sens de la portée X-X**

- **Aux appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5.100 = 1.53 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\alpha}_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.53 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.006 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\text{S.d.} \frac{f_e}{\alpha_s}} = \frac{1.53 \times 10^2}{0.997 \times 13 \times 34.8} = 0.339 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

- **En travée**

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.100 = 4.335 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{\alpha}_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.335 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.018 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_t}{S.d. \frac{fe}{x_s}} = \frac{4.335 \times 10^2}{0.991 \times 13 \times 34.8} = 0.967 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

• Dans le sens de la portée Y-Y

➤ Aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5.100 = 1.53 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{b} = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.53 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.006 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a}{S.d. \frac{fe}{x_s}} = \frac{1.53 \times 10^2}{0.997 \times 13 \times 34.8} = 0.339 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

➤ En travée

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.100 = 4.335 \text{ KN.m}$$

$$\tilde{b} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.335 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.018 \quad 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_t}{S.d. \frac{fe}{x_s}} = \frac{4.335 \times 10^2}{0.991 \times 13 \times 34.8} = 0.967 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

III.5.5 Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

• Armatures inférieures

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - \dots}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec : $\dots = \frac{l_x}{l_y} = 1$

A_{\min} : Section minimale d'armature.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.20 \text{ cm}^2$$

• Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_x = 3.14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 > A_{\min}$$

En appuis

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b) Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier : $\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

d) Vérification au non poinçonnement (BAEL91/art : A.5.2. 42)

$$q_u = \frac{0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\chi_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$q_u = 108 \text{ kN} \cdot \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

e) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{P}{2v+u}$$

$$P = 1.35 \times 80 = 108 \text{ kN.}$$

$$V_u = \frac{108}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 34.286 \text{ kN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{108}{3 \times 1.05} = 34.286 \text{ kN}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34.286 \times 10}{100 \times 13} = 0.264 \text{ MPa}$

$$\bar{f}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\chi_b} = 1.167 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.264 \text{ MPA} < \bar{f}_u = 1.167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

III.5.6 Vérification à l'ELS

a) Les moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \epsilon M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \epsilon M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad \epsilon = 0.2 \quad \text{à ELS :}$$

$$M_{x1} = 80 (0.044 + 0.2 \times 0.044) \Rightarrow M_{x1} = 4.224 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 80 (0.044 + 0.2 \times 0.044) \Rightarrow M_{y1} = 4.224 \text{ kN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G+Q = 3.75 + 1 \Rightarrow q_s = 4.75 \text{ kN/m}$$

$$\dots = 1 \quad \begin{cases} \sim_x = 0.0442 \\ \sim_y = 1.000 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \sim_x \times q_s \times l^2 = 0.0442 \times 4,75 \times (1.2)^2 = 0.302 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \sim_y \times M_{x2} = 1.000 \times 0.302 = 0.302 \text{ kN.m}$$

c) Superposition des moments

$$M_x = 4.224 + 0.302 = 4.526 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 4.224 + 0.302 = 4.526 \text{ kN.m}$$

Remarque

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85), et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

d) Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• Sens (X-X)

➤ En travée

$$M_x^t = 0.85.M_x = 0.85 \times 4.526 = 3.847 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4.335}{3.847} = 1.127$$

$$\tilde{r}_b = 0.018 \rightarrow r = 0.0227$$

$$\frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.127-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.313 > r = 0.0227 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux Appuis**

$$M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 4.526 = 1.358 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1.530}{1.358} = 1.127$$

$$\tilde{r}_s = 0.006 \rightarrow r = 0.0075$$

$$\frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.127-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.314 > r = 0.0075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens y-y**

➤ **En travée**

$$M_y^t = 0.85.M_y = 0.85 \times 4.526 = 1.358 \text{ kN.m}$$

$$x = \frac{4.335}{1.358} = 3.192 \rightarrow \frac{3.192-1}{2} + \frac{25}{100} = 1.346$$

$$\tilde{r}_b = 0.018 \rightarrow r = 0.0227 < 1.346 \rightarrow \text{vérifiée} .$$

➤ **Aux appuis**

$$M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 4.526 = 1.358 \text{ kN.m}$$

$$x = \frac{1.530}{1.358} = 1.127 \rightarrow \frac{1.127-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.314$$

$$\tilde{r}_b = 0.006 \rightarrow r = 0.0075 < 0.314 \rightarrow \text{vérifiée} .$$

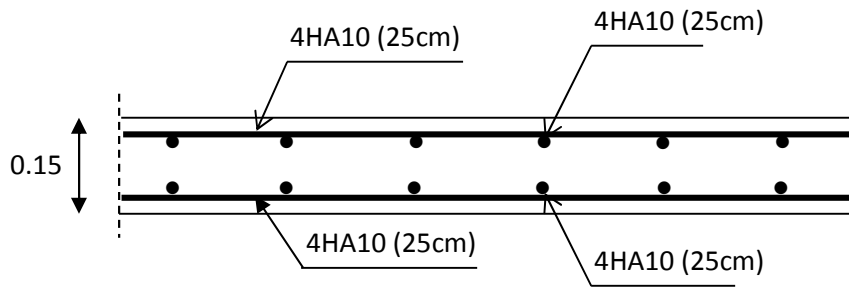


Fig III.5.2: Schémas du ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.6 Le plancher

III.6.1 Introduction

Notre projet est constitué de deux blocs séparés par un joint sismique, ces deux blocs sont identiques donc on fera une étude pour un seul bloc. Notre bloc est en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les poutrelles préfabriquées sont espacées de 65 cm et disposées dans le sens de la petite portée.

On fera l'étude du plancher le plus sollicité.

III.6.2 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, ≤ 6 mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A = \frac{4 \times l}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

Soit : $A = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$).

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e_s = 20 \text{ cm}$

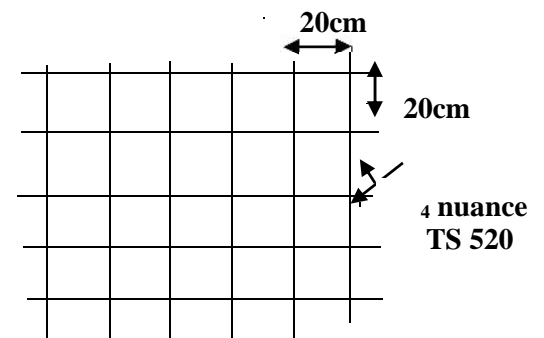


Fig III.6.1 : Treillis soudés (200x200)

Conclusion

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (5x5x200x200)

III.6.3 Calcul de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

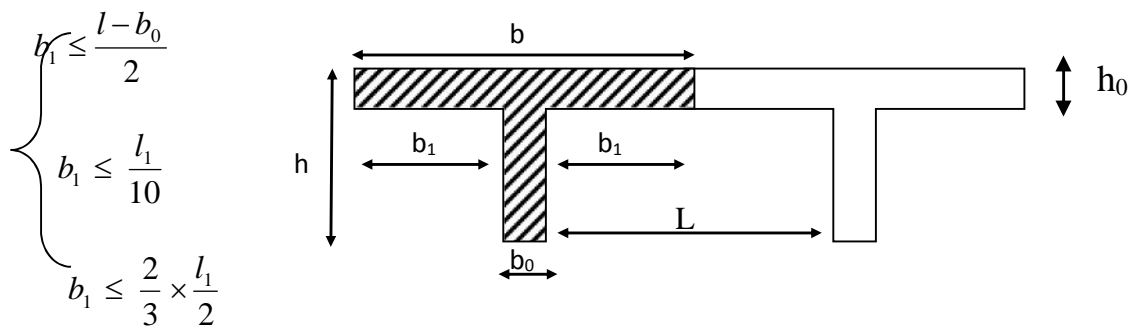


Fig III.6.2 : Section en T

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.00$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN/m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN / ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN / ml}$

Avec : $l = 65 \text{ cm}$; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

III.6.4 Calcul à L'ELU

III.6.4.1 Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ kN/ml}$$

III.6.4.2 Calcul du moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4)^2}{8} = 5 \text{ kN.ml}$$

III.6.4.3 Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5}{2} = 5 \text{ kN}$$

III.6.4.4 Calcul de la section d'armature

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\tilde{b} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1.42} = 7.34 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges

qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis de section en T

- **Caractéristiques géométriques de la section de la poutrelle**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura les caractéristiques géométriques données par la figure suivante :

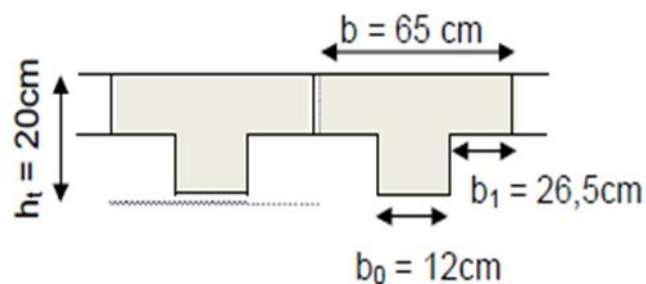


Fig III.6.3 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

- **Poids du plancher**

- **Plancher étage courant**

Charges permanentes : $G = 5.64 \times 0.65 = 3.666 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

- **Plancher RDC (service)**

Charges permanentes : $G = 5.64 \times 0.65 = 3.666 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$

- **Plancher terrasse inaccessible**

Charges permanentes : $G = 5.9 \times 0.65 = 3.835 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$

- **Combinaison de charges**

- **Plancher étage courant**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.666 + 1.5 \times 0.975 = 6.411 \text{ kN/ml}$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}}=G+Q=3.666+0.975= 4.641 \text{ KN/ml}$$

➤ **Plancher RDC (service)**

$$\text{ELU : } q_u= 1.35G +1.5Q=1.35 \times 3.666+1.5 \times 1.625= 7.386 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}}=G+Q=3.666+1.625= 5.291 \text{ KN/ml}$$

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

$$\text{ELU : } q_u= 1.35G +1.5Q=1.35 \times 3.835+1.5 \times 0.65=6.152 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}}=G+Q=3.835+0.65= 4.485 \text{ KN/ml}$$

Remarque

On constate que le chargement pour le plancher RDC (service) est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

III.6.5 Choix de la méthode

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher; à l'aide des méthodes suivantes :

- Ñ Méthode forfaitaire ;
- Ñ Méthode de Caquot ;
- Ñ Méthode des trois moments ;

III.6.5.1 Méthode forfaitaire

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire** (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

❖ Hypothèses

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :
 $Q \leq 2G$ ou 5 KN/m^2 .
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

❖ Vérifications

On a $Q = 1.625 \text{ KN/m}$
 $2 G = 2 \times 3.666 = 7.332 \text{ KN/m}$ } \Rightarrow Condition vérifiée

➤ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow Condition non vérifiée

➤ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

c à d : $0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3}{4} = 0.75 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{4} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{3} = 1.33 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions non vérifiées}$$

➤ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Conclusion

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

✓ Exposé de la méthode

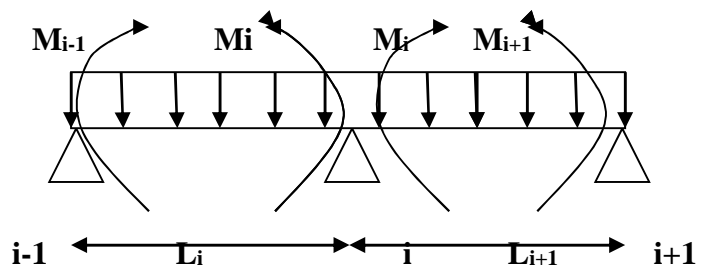


Fig III.6.4 : Méthode des 3 moments

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

Moment aux appuis :

$$M_{i-1}.l_i + 2.M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}.l_{i+1} = \left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right)$$

Moment en travées :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l - x) + M_i \left(1 - \frac{x}{2} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0

x : la position du point dont le moment est maximal.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{qL}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour } X = i \longrightarrow T(i) = \frac{qL}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Pour $X = i + 1 \longrightarrow T(i+1) = \frac{q L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$.

a) Application de la méthode des trois moments

Calcul à l'ELU

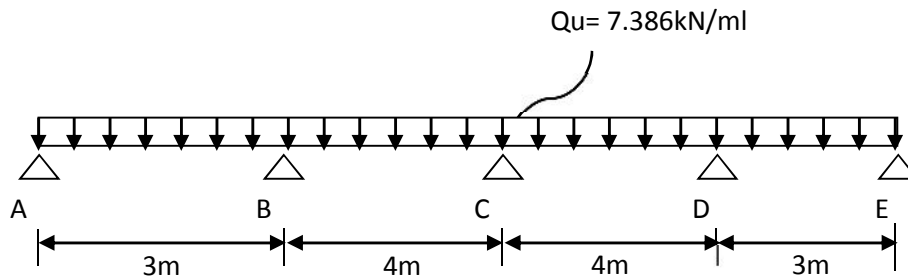


Fig III.6.5 : Schéma statique de la poutrelle

• Calcul des moments fléchissant

➤ Calcul des moments aux appuis

Pour $i=A \dots\dots 2M_A + M_B = -16.62$

Pour $i=B \dots\dots 3M_A + 14M_B + 4M_C = -168.03$

Pour $i=C \dots\dots M_B + 4M_C + M_D = -59.09$

Pour $i=D \dots\dots 4M_C + 14M_D + 3M_E = -168.03$

Pour $i=E \dots\dots M_D + 2M_E = -16.62$

$M_A = -4.307 \text{ KN.m}$

$M_B = -8 \text{ KN.m}$

$M_C = -10.77 \text{ KN.m}$

$M_D = -8 \text{ KN.m}$

$M_E = -4.307 \text{ KN.m}$

• Calcul des moments en travées

Travée 1 : $X = 1.667 \text{ m} \quad M_{tAB} = 1.85 \text{ KN.m}$

Travée 2 : $X = 2.09 \text{ m} \quad M_{tBC} = 5.29 \text{ KN.m}$

Travée 3 : $X = 2.09 \text{ m} \quad M_{tCD} = 5.29 \text{ KN.m}$

Travée 4 : $X = 1.667 \text{ m} \quad M_{tDE} = 1.85 \text{ KN.m}$

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de $1/3$ pour les moments en travée

-Diminution de $1/3$ pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants:

✓ **Aux appuis:**

$$M_A = -2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -7.18 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -2.87 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée:**

$$M_{tAB} = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 7.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 7.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 2.47 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants**

Travée AB

$$V_1(i) = 10.26 \text{ KN}$$

$$V_2(i+1) = -11.89 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_2(i) = 14.31 \text{ KN}$$

$$V_3(i+1) = -15.23 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_3(i) = 15.23 \text{ KN}$$

$$V_4(i+1) = -14.31 \text{ KN}$$

Travée DE

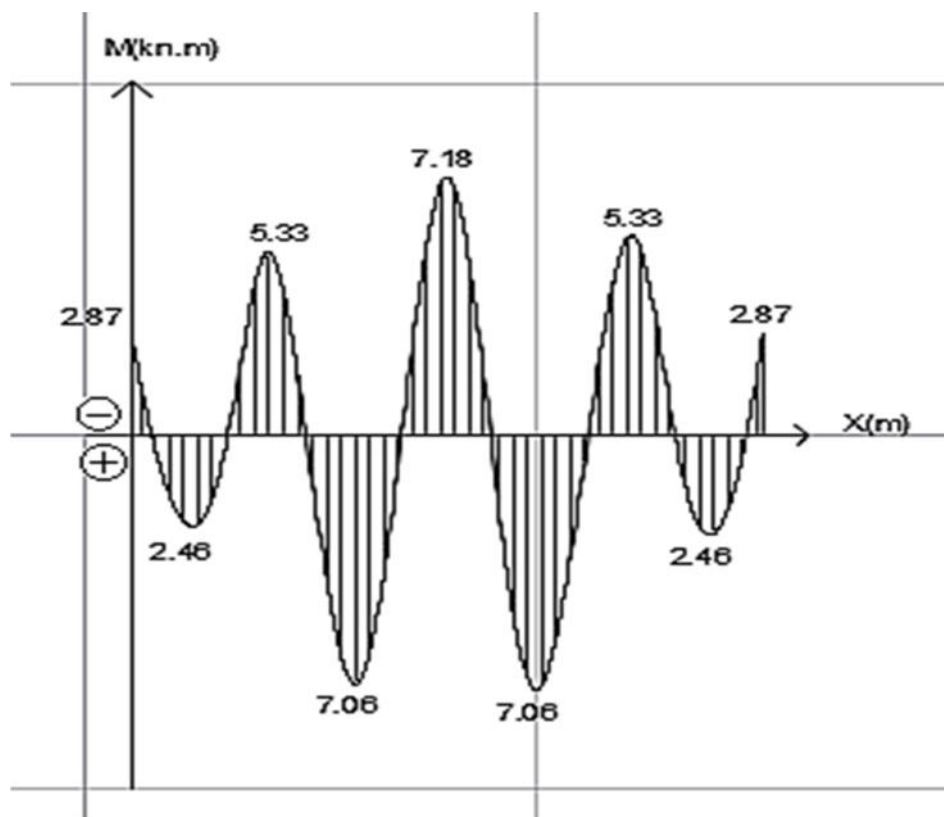
$$V_4(i) = 11.89 \text{ KN}$$

$$V_5(i+1) = -10.26 \text{ KN}$$

• **Récapitulatif: Tableau III.6.1**

Moments aux appuis (kN.m)				
M_A	M_B	M_C	M_D	M_E
2.87	5.33	7.18	5.33	2.87
Moments en travées (kN.m)				
M_{tAB}	M_{tBC}	M_{tCD}	M_{tDE}	
2.46	7.06	7.06	2.46	

• **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU)**



FigIII.6.6 : Diagramme des moments fléchissant

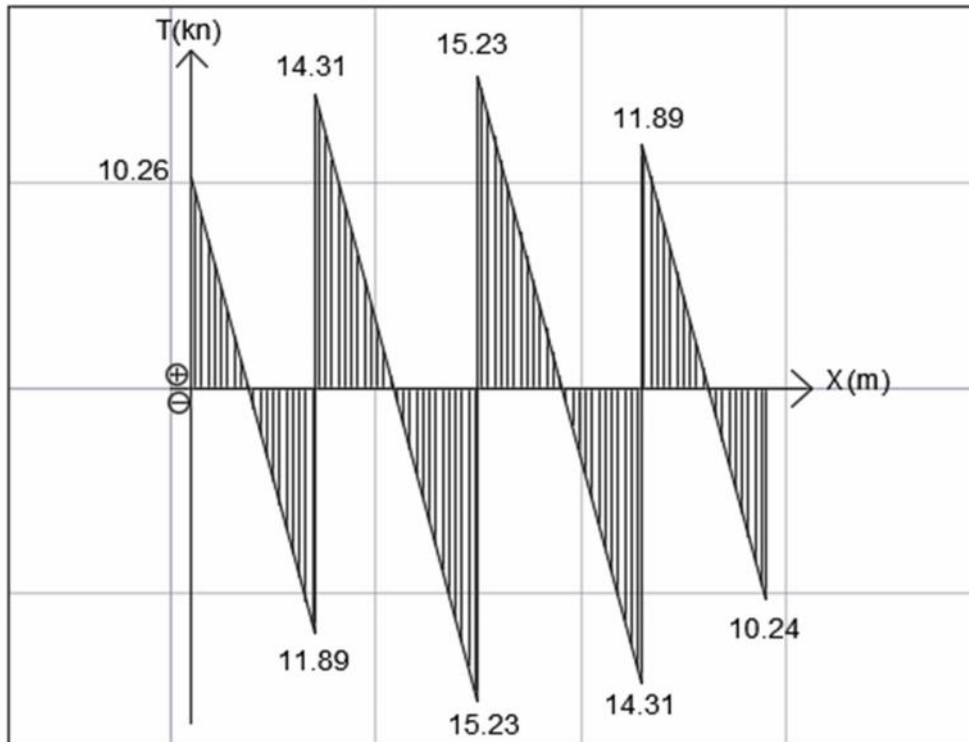


Fig III.6.7 : Diagramme des efforts tranchants

III.6.5.2 Ferrailage à l'ELU

a) Armatures longitudinales

Les moments max aux appuis et aux travées sont

$$M_t^{\max} = 7.06 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.18 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

- **En travées**

$$M_t^{\max} = 7.06 \text{ kN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression:

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_t = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}_t = 7.06 \text{ KN.m} \langle M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} \rangle$$

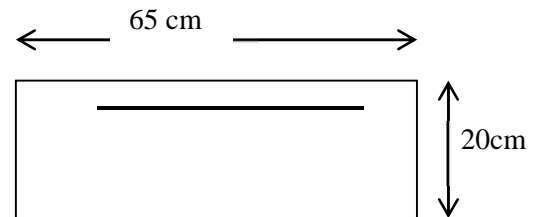
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm².

$$\sim = \frac{M^{\max}_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.06 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.024$$

$$\sim = 0.024 \langle \sim_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \rangle$$

$$\sim = 0.024 \rightarrow s = 0.988$$

$$A = \frac{M^{\max}_t}{s \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.06 \times 10^2}{0.988 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^{-1}} = 1.14 \text{ cm}^2$$



Soit : **3 HA10 = 2.35 cm²**

• **Aux appuis**

$$M_{a \max} = 7.18 \text{ kN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.18 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 1.42} = 0.13.$$

$$\sim = 0.13 < \sim_0 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\sim = 0.13 \Rightarrow s = 0.930$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{s d \uparrow s} = \frac{7.18 \times 10^2}{0.930 \times 18 \times 34.8} = 1.23 \text{ cm}^2.$$

Soit : **Aa = 2HA10 = 1.57 cm²**

b) Armatures transversales [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; w_\ell; \frac{b_0}{10} \right\}$$

w_t : Diamètre des armatures transversales

w_t : Diamètre des armatures longitudinales

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\}$$

$$w_t \leq \min \{0,571; 10; 1,2\}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \quad 6 \text{ mm}$$

On prend $A_t = 2HA6 = 0.56 \text{ cm}^2$

c) Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifiée 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

III .6.5.3 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41$$

En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26$$

Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte tangentielle

$$T_u^{\max} = 15.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 15.23 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0.705 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min (0.2 f_{c28} / \alpha_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,705 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \xi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 10) = 94.2 \text{ mm}:$$

$$\tau_{se} = \frac{15.23 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.998 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.998 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)

- Sur le béton

$$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\chi_b} 0.9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = 15.23 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ kN}$$

- Sur l'acier

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0.9 d} \right)$$

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1,15}{400} \left(15.23 + \frac{7.18}{0.9 \times 18} \right) = 0.045$$

\Rightarrow condition vérifiée .

e) l'ancrage des barres

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa} , \text{ avec } \xi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = w \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40 \quad \longrightarrow \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4 L_s$

$$L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

$$L_s = 16 \text{ cm}$$

III.6.5.4 Calcul à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$q_s = G+Q = 5.94 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 8.36 \text{ KN/mL}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.291}{7.386} = 0.72$$

Moments fléchissant

$$\text{-Aux appuis : } M_{ser}^a = 7.18 \times 0.72 = 5.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En travées : } M_{ser}^t = 7.06 \times 0.72 = 5.08 \text{ KN.m}$$

III.6.5.5 Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{S_1 \times d \times A_s}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.20$$

$$\rho_1 = 0.927 \quad \text{-----} \blacktriangleright \quad r_1 = 0.219$$

$$K = \frac{r_1}{15(1-r_1)} = \frac{0.219}{15(1-0.219)} = 0.0186$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{S_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.08 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 2.35} = 129 \text{ Mpa}$$

$$K \cdot \tau_s = 2,39 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur appuis**

$$\alpha_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73$$

$$\beta_1 = 0,876 \quad r_1 = 0,372$$

$$\tau_s = \frac{Ma}{S \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,18 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 209,24 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{r_1}{15(1-r_1)} = \frac{0,372}{15(1-0,372)} = 0,039$$

$$K \cdot \tau_s = 8,16 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

➤ Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de V_1 et V_2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{478.25} = 7.23 \text{ cm}$$

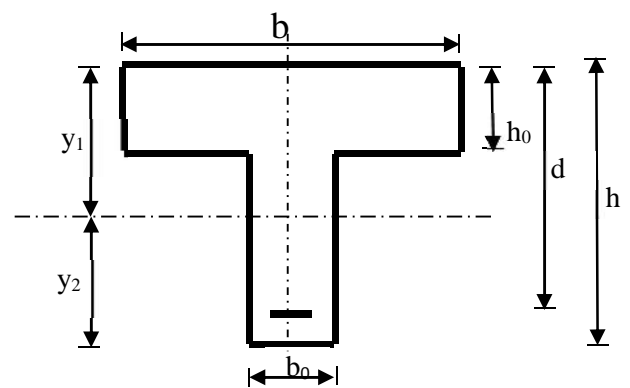
$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.23 = 12.77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.23^3 + 12.77^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.23 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.77 - 2)^2$$

$$I_0 = 20011.726 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des coefficients



FigIII.6.8 : Calcul de la flèche

$$\dots = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\}v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \dots} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.011} = 1.495$$

$$\sim = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \dots \cdot f_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0.53 ; 0\} = 0.53$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \}v \cdot \sim} = \frac{1,1 \times 20011,726}{1 + 1.495 \times 0.53} = 12281,58 \text{ Cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{506 \times 400^2}{10 \times 1081.9 \times 12281.58} = 0.61 < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

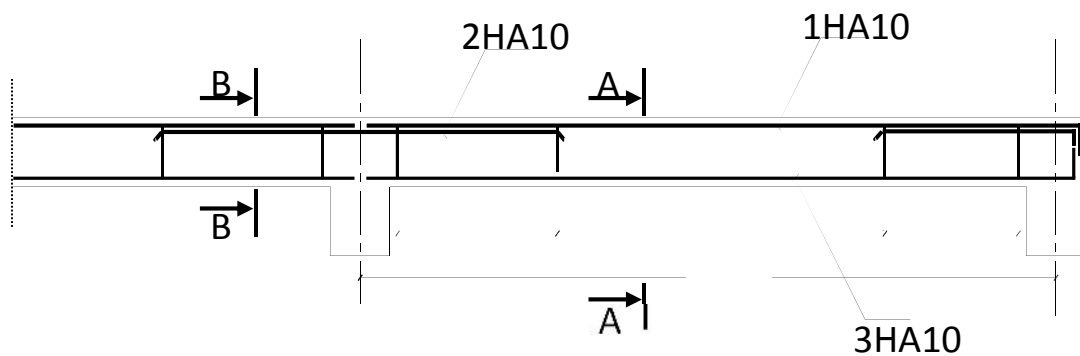
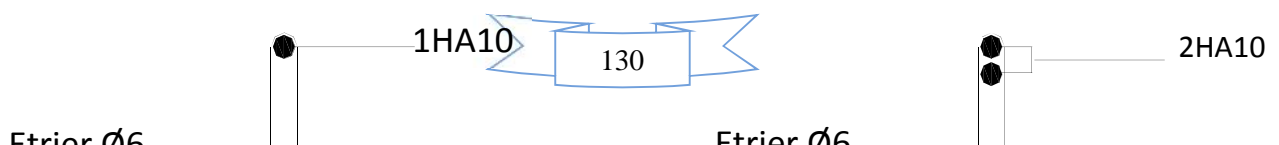


Fig III.6.9 : Ferrailage de la poutrelle



IV.1 Introduction

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structural et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- ✓ Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structural et économique, on s'intéressera à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2 Rigidité des portiques

IV.2.1 Calcule des rigidités linéaires

- Rigidités linéaire d'un poteau : $K_p = \frac{I_p}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre : $K_p = \frac{I_p}{L_c}$

IV.2.1.1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

$$K_p = \left(\frac{I_p}{L_c} \right) ; \quad K_p = \left(\frac{I_p}{h_c} \right)$$

❖ Identification des paramètres

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_p$ Avec : h_c : Hauteur des poteaux à calculées.

\bar{h} : Hauteur entre nus des poteaux. e_p : Largeur des poteaux.

$$\bar{h} = h_e - h_p$$

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_p$ Avec : L_c : Longueur des poutres à calculées.

\bar{L} : Longueur entre nus des poutres.

h_p : Hauteur des poutres.

$$\bar{L} = L_0 - e_p$$

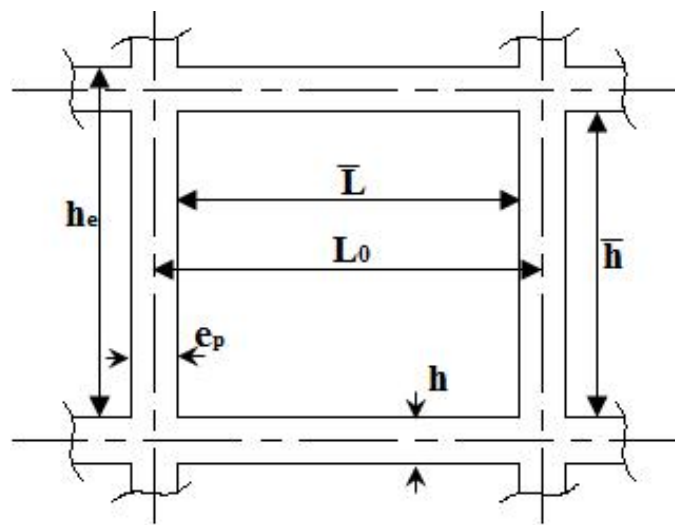
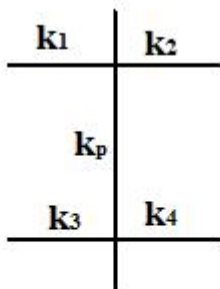


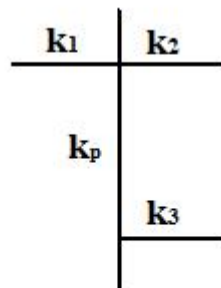
Fig IV.1 : Identification des paramètres.

IV.2.2 Calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes)

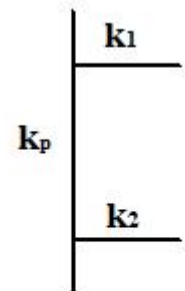
1^{er} Cas : étages courant $\bar{K} = \frac{k_p \times (p \quad s \quad +p \quad i \quad)}{2 k_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

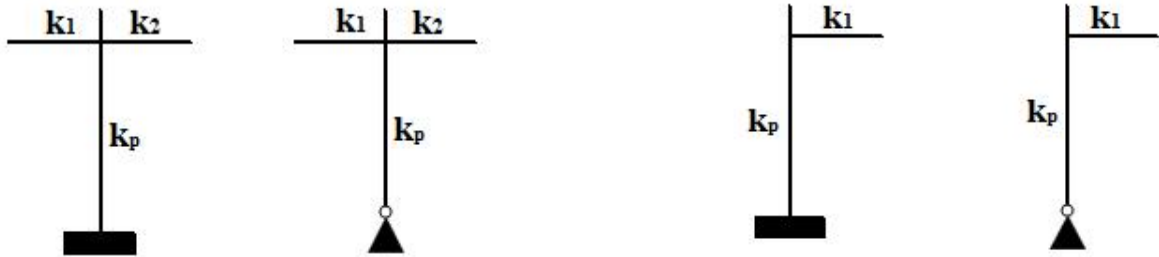


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

2^{ème} Cas : Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\sum K_p (p \quad s \quad)}{K_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

IV.2.3 Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux

1^{er} Cas : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2^{ème} Cas : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

IV.2.4 Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j »

$$r_j^i = \frac{1}{h_c^2} \times E \times a_j^i \times k_p^i \quad j$$

Les résultats des rigidités linéaires, \bar{K} , a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivant :

TAB IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Niveaux	b (c)	h (c)	I (c ⁴)	h _e (c)	h _p (c)	\bar{h} (c)	e _p (c)	h _c (c)	K _p (c ³)
7	35	35	125052	306	35	271	35	288.5	433.46
6	35	35	125052	306	35	271	35	288.5	433.46
5	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.10
4	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.10
3	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.10
2	45	45	341718	306	35	271	45	291	1174.29
1	45	45	341718	306	35	271	45	291	1174.29
service	45	45	341718	340	35	305	45	327.5	1043.41
RDC	50	50	520833	408	35	373	50	398	1308.63
Ens1	50	50	520833	408	35	373	50	398	1308.63

TAB IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niveaux	b (c)	h (c)	I (c ⁴)	h_e (c)	h_p (c)	\bar{h} (c)	e_p (c)	h_c (c)	K_p (c ³)
7	35	35	125052	306	35	271	35	288.5	433.46
6	35	35	125052	306	35	271	35	288.5	433.46
5	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.10
4	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.10
3	40	40	213333	306	35	271	40	291	733.10
2	45	45	341718	306	35	271	45	291	1174.29
1	45	45	341718	306	35	271	45	291	1174.29
service	45	45	341718	340	35	305	45	327.5	1043.41
RDC	50	50	520833	408	35	373	50	398	1308.63
Es	50	50	520833	408	35	373	50	398	1308.63

TAB IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	b (c)	h (c)	I (c ⁴)	L_0 (c)	e_p (c)	\bar{L} (c)	h_p (c)	L_c (c)	K_p (c ³)
6 et 7 étages	1 ⇒ 2	30	35	107187	300	35	265	35	282.5	379.42
	2 ⇒ 3	30	35	107187	400	35	365	35	382.5	280.23
	3 ⇒ 4	30	35	107187	400	35	365	35	382.5	280.23
	4 ⇒ 5	30	35	107187	300	35	265	35	282.5	379.42
3, 4 et 5 étages	1 ⇒ 2	30	35	107187	300	40	260	35	277.5	386.26
	2 ⇒ 3	30	35	107187	400	40	360	35	377.5	283.94
	3 ⇒ 4	30	35	107187	400	40	360	35	377.5	283.94
	4 ⇒ 5	30	35	107187	300	40	260	35	277.5	386.26
1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	1 ⇒ 2	30	35	107187	300	45	255	35	272.5	393.35
	2 ⇒ 3	30	35	107187	400	45	355	35	372.5	287.75
	3 ⇒ 4	30	35	107187	400	45	355	35	372.5	287.75
	4 ⇒ 5	30	35	107187	300	45	255	35	272.5	393.35
ES et RDC	1 ⇒ 2	30	35	107187	300	50	250	35	267.5	400.70
	2 ⇒ 3	30	35	107187	400	50	350	35	367.5	291.67
	3 ⇒ 4	30	35	107187	400	50	350	35	367.5	291.67
	4 ⇒ 5	30	35	107187	300	50	250	35	267.5	400.70

TAB IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	b (c)	h (c)	I (c ⁴)	L_0 (c)	e_p (c)	\bar{L} (c)	h_p (c)	L_c (c)	K_p (c ³)
6 et 7 ^{ème}	$A \Rightarrow B$	30	35	107187	400	35	365	35	382.5	280.23
	$B \Rightarrow C$	30	35	107187	400	35	365	35	3982.5	280.23
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	$A \Rightarrow B$	30	35	107187	400	40	360	35	377.5	283.94
	$B \Rightarrow C$	30	35	107187	400	40	360	35	377.5	283.94
E. service, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	$A \Rightarrow B$	30	35	107187	400	45	355	35	372.5	287.75
	$B \Rightarrow C$	30	35	107187	400	45	355	35	372.5	287.75
ES et RDC	$A \Rightarrow B$	30	35	107187	400	50	350	35	367.5	291.67
	$B \Rightarrow C$	30	35	107187	400	50	350	35	367.5	291.67

TAB IV.5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveaux	Travées	K_p (c^3)	poteaux	K_p (c^3)	\bar{K}	a_j^i	E (M)	h_c (c^3)	r_j^i	R_x^j
6 et 7 ^{eme} étages	1 ⇒ 2	379.42	1	433.46	0.883	0.306	32164.2	288.5	615.082	3766.874
	2 ⇒ 3	280.23	2	433.46	1.534	0.434	32164.2	288.5	872.371	
	3 ⇒ 4	280.23	3	433.46	1.302	0.394	32164.2	288.5	791.968	
	4 ⇒ 5	379.42	4	433.46	1.534	0.434	32164.2	288.5	872.371	
	4 ⇒ 5	379.42	5	433.46	0.883	0.306	32164.2	288.5	615.082	
3, 4 et 5 ^{eme} étages	1 ⇒ 2	386.26	1	733.10	0.532	0.210	32164.2	291	701.698	4454.113
	2 ⇒ 3	283.94	2	733.10	0.922	0.316	32164.2	291	1055.889	
	3 ⇒ 4	283.94	3	733.10	0.780	0.281	32164.2	291	938.939	
	4 ⇒ 5	386.26	4	733.10	0.922	0.316	32164.2	291	1055.889	
	4 ⇒ 5	386.26	5	733.10	0.532	0.210	32164.2	291	701.698	
1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	1 ⇒ 2	393.35	1	1174.29	0.335	0.143	32164.2	291	765.384	4993.730
	2 ⇒ 3	287.75	2	1174.29	0.580	0.225	32164.2	291	1204.276	
	3 ⇒ 4	287.75	3	1174.29	0.490	0.197	32164.2	291	1054.410	
	4 ⇒ 5	393.35	4	1174.29	0.580	0.225	32164.2	291	1204.276	
	4 ⇒ 5	393.35	5	1174.29	0.335	0.143	32164.2	291	765.384	
Etage de service	1 ⇒ 2	393.35	1	1043.41	0.381	0.160	32164.2	327.5	600.767	3878.703
	2 ⇒ 3	287.75	2	1043.41	0.658	0.248	32164.2	327.5	931.189	
	3 ⇒ 4	287.75	3	1043.41	0.555	0.217	32164.2	327.5	814.791	
	4 ⇒ 5	393.35	4	1043.41	0.658	0.248	32164.2	327.5	931.189	
	4 ⇒ 5	393.35	5	1043.41	0.381	0.160	32164.2	327.5	600.767	
R D C	1 ⇒ 2	400.70	1	1308.63	0.306	0.133	32164.2	398	424.088	2761.357
	2 ⇒ 3	291.67	2	1308.63	0.529	0.209	32164.2	398	666.425	
	3 ⇒ 4	291.67	3	1308.63	0.446	0.182	32164.2	398	580.331	
	4 ⇒ 5	400.70	4	1308.63	0.529	0.209	32164.2	398	666.425	
	4 ⇒ 5	400.70	5	1308.63	0.306	0.133	32164.2	398	424.088	
E. sol	1 ⇒ 2	400.70	1	1308.63	0.306	0.350	32164.2	398	1116.022	6061.594
	2 ⇒ 3	291.67	2	1308.63	0.529	0.407	32164.2	398	1297.774	
	3 ⇒ 4	291.67	3	1308.63	0.446	0.387	32164.2	398	1234.002	
	4 ⇒ 5	400.70	4	1308.63	0.529	0.407	32164.2	398	1297.774	
	4 ⇒ 5	400.70	5	1308.63	0.306	0.350	32164.2	398	1116.022	

TAB IV.6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travées	K_p (c^3)	poteaux	K_p (c^3)	\bar{K}	a_j^i	E (M)	h_c (c^3)	r_j^i	R_y^j
6 et 7 ^{eme} étages	A ⇒ B	280.23	A	433.46	0.651	0.246	32164.2	288.5	494.477	1780.922
	B ⇒ C	280.23	B	433.46	1.302	0.394	32164.2	288.5	791.968	
	B ⇒ C	280.23	C	433.46	0.651	0.246	32164.2	288.5	494.477	
3, 4 et 5 ^{eme} étages	A ⇒ B	283.94	A	733.10	0.390	0.163	32164.2	291	544.652	2028.243
	B ⇒ C	283.94	B	733.10	0.780	0.281	32164.2	291	938.939	
	B ⇒ C	283.94	C	733.10	0.390	0.163	32164.2	291	544.652	
1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	A ⇒ B	287.75	A	1174.29	0.245	0.109	32164.2	291	583.405	2221.220
	B ⇒ C	287.75	B	1174.29	0.490	0.197	32164.2	291	1054.410	
	B ⇒ C	287.75	C	1174.29	0.245	0.109	32164.2	291	583.405	
Etage de service	A ⇒ B	287.75	A	1043.41	0.278	0.122	32164.2	327.5	458.085	1730.961
	B ⇒ C	287.75	B	1043.41	0.555	0.217	32164.2	327.5	814.791	
	B ⇒ C	287.75	C	1043.41	0.278	0.122	32164.2	327.5	458.085	
R D C	A ⇒ B	291.67	A	1308.63	0.223	0.100	32164.2	398	318.863	1218.057
	B ⇒ C	291.67	B	1308.63	0.446	0.182	32164.2	398	580.331	
	B ⇒ C	291.67	C	1308.63	0.223	0.100	32164.2	398	318.863	
E. Sol	A ⇒ B	291.67	A	1308.63	0.223	0.325	32164.2	398	1036.306	3306.614
	B ⇒ C	291.67	B	1308.63	0.446	0.387	32164.2	398	1234.002	
	B ⇒ C	291.67	C	1308.63	0.223	0.325	32164.2	398	1036.306	

IV.3 Rigidités des refends (voiles)

IV.3.1 Calcul des inerties des voiles

❖ Les voiles longitudinaux (xx)

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \ll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

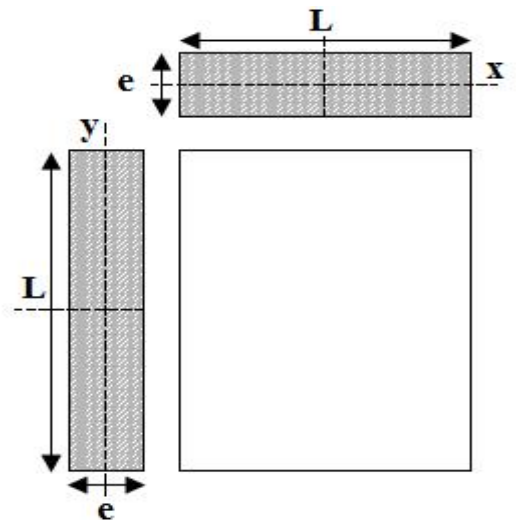


Fig IV.2 : Coupe des voiles en plan.

❖ Les voiles transversaux (yy)

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

IV.3.2 Calcul des rigidités des voiles

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{1}{h^3} EI_y$
- Dans le sens transversal : $r_x^j = \frac{1}{h^3} EI_x$

TAB IV.7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_y (cm ⁴)	E (MPa)	h _e (cm)	r_x^j	$R_x^j = \sum r_x^j$
1 ⇒ 7 ^{èm}	V_L	20	120	2880000	32164.2	306	38795.576	232773.456
	V_L	20	120	2880000	32164.2	306	38795.576	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	306	38795.576	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	306	38795.576	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	306	38795.576	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	306	38795.576	
E. S₁	V_L	20	120	2880000	32164.2	340	28281.975	169691.850
	V_L	20	120	2880000	32164.2	340	28281.975	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	340	28281.975	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	340	28281.975	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	340	28281.975	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	340	28281.975	
E. S₂ ⇒ R	V_L	20	120	2880000	32164.2	408	16366.884	98201.304
	V_L	20	120	2880000	32164.2	408	16366.884	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	408	16366.884	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	408	16366.884	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	408	16366.884	
	V_L	20	120	2880000	32164.2	408	16366.884	

TAB IV.8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y)

Niveaux	Voiles	e (c)	L (c)	I_x (c ⁴)	E (M)	h_e (c)	r_y^j	$R_y^j = \sum r_y^j$
1 ⇒ 7 ^{èm}	V_T	20	250	26041666	32164.2	306	350799.112	1403196.448
	V_T	20	250	26041666	32164.2	306	350799.112	
	V_T	20	250	26041666	32164.2	306	350799.112	
	V_T	20	250	26041666	32164.2	306	350799.112	
E. s	V_T	20	250	26041666	32164.2	340	255732.553	1022930.212
	V_T	20	250	26041666	32164.2	340	255732.553	
	V_T	20	250	26041666	32164.2	340	255732.553	
	V_T	20	250	26041666	32164.2	340	255732.553	
E. s ⇒ R	V_T	20	250	26041666	32164.2	408	147993.375	591973.500
	V_T	20	250	26041666	32164.2	408	147993.375	
	V_{T3}	20	250	26041666	32164.2	408	147993.375	
	V_{T4}	20	250	26041666	32164.2	408	147993.375	

IV.3.3 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles »

TAB IV.9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j
6 e 7^{èm}	3766.874	1780.922	232773.456	1403196.448	236540.330	1404977.370
3 ⇒ 5^{èm}	4454.113	2028.243	232773.456	1403196.448	236540.330	1405224.691
1 e 2^{èm}	4993.730	2221.220	232773.456	1403196.448	236540.330	1405417.668
E. S	3878.703	1730.961	169691.850	1022930.212	173570.553	1024661.173
R	2761.357	1218.057	98201.304	591973.500	100962.661	593191.557
E - s	6061.594	3306.614	98201.304	591973.500	104262.898	595280.114

IV.4 Inertie fictive des portiques et des refends

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.4.1 Calcul de l'inertie fictive

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum_{i=1}^n d_{ni}$$

d_{ni} : Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

IV.4.1.1 Calcul des flèches des refends

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{S_i \times d_i}{E}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2(b_i + b_{i+1})}$$

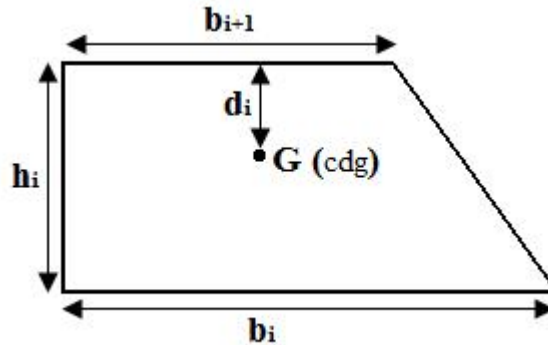


Fig IV.3 : trapèze de calcul

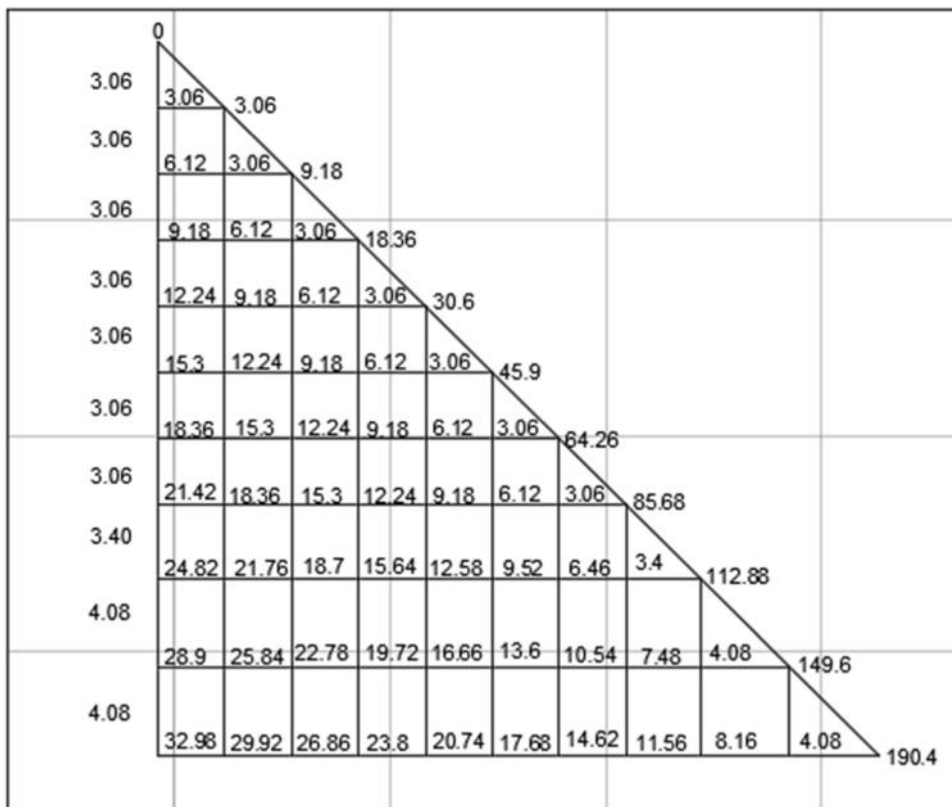


Fig IV.4 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

TAB IV.10 : section des aires et position du CDG.

Niveaux	b_{i+1}	b_i	h_e	d_i	S_i
7	0	3.06	3.06	3.060	4.682
6	3.06	9.18	3.06	2.678	18.727
5	9.18	18.36	3.06	2.550	42.136
4	18.36	30.6	3.06	2.486	74.909
3	30.6	45.9	3.06	2.448	117.045
2	45.9	64.26	3.06	2.423	168.545
1	64.26	85.68	3.06	2.404	229.408
E. Service	85.68	110.5	3.40	2.658	333.506
RDC	110.5	139.4	4.08	3.178	509.796
E. Sol	139.4	172.38	4.08	3.168	636.031

❖ Calcul de la flèche

$$f_{E.S} = \frac{6 \cdot 0 \times 3.1}{E} = \frac{2 \cdot 9}{E}$$

$$f_R = \frac{6 \cdot 0 \times 7.2 + 5 \cdot 7 \times 3.1}{E} = \frac{6 \cdot 0}{E}$$

$$f_S = \frac{6 \cdot 0 \times 1.6 + 5 \cdot 7 \times 6.5 + 3 \cdot 5 \times 2.6}{E} = \frac{1 \cdot 3}{E}$$

$$f_1 = \frac{6 \cdot 0 \times 1.7 + 5 \cdot 7 \times 9.6 + 3 \cdot 5 \times 5.7 + 2 \cdot 4 \times 2.4}{E \cdot 0} = \frac{1 \cdot 6}{E}$$

$$f_2 = \frac{6 \cdot 0 \times 1.7 + 5 \cdot 7 \times 1.6 + 3 \cdot 5 \times 8.7 + 2 \cdot 4 \times 5.4 + 1 \cdot 5 \times 2.4}{E} = \frac{2 \cdot 7}{E}$$

$$f_3 = \frac{2 \cdot 7}{E} \quad f_4 = \frac{3 \cdot 6}{E} \quad f_5 = \frac{4 \cdot 9}{E}$$

$$f_6 = \frac{4 \cdot 9}{E} \quad f_7 = \frac{5 \cdot 3}{E}$$

IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques

$$E_n = T_n \times h_e$$

Avec :

$$E_n = \frac{M_n}{1 \times K_p^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

E : Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{2 \times K_p^n}$

- Pour les poteaux encastés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{2 \times K_p^1 + 2 \times K_p^1}$

- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{2 \times K_p^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

TAB IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

niveaux	portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K p$ (m ³) 1 -4	$\sum K p$ (m ³) 1 -4	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (K /m)	D_n = $\sum \Delta_n$ (K /m)	E (K .m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
7	(A-A)	3.06	3.06	0	21.673	13.193	96.642	165.979	5078.975	15236.925	53530.366	3.513	10.539
	(B-B)	3.06	3.06	0	21.673	13.193	96.642	165.979	5078.975		53530.366	3.513	
	(C-C)	3.06	3.06	0	21.673	13.193	96.642	165.979	5078.975		53530.366	3.513	
6	(A-A)	3.06	6.12	3.06	21.673	13.193	289.926	428.600	13115.160	39345.480	46997.924	1.194	3.582
	(B-B)	3.06	6.12	3.06	21.673	13.193	289.926	428.600	13115.160		46997.924	1.194	
	(C-C)	3.06	6.12	3.06	21.673	13.193	289.926	428.600	13115.160		46997.924	1.194	
5	(A-A)	3.06	9.18	6.12	36.655	13.404	475.604	591.468	18098.921	54296.763	40486.962	0.746	2.238
	(B-B)	3.06	9.18	6.12	36.655	13.404	475.604	591.468	18098.921		40486.962	0.746	
	(C-C)	3.06	9.18	6.12	36.655	13.404	475.604	591.468	18098.921		40486.962	0.746	
4	(A-A)	3.06	12.24	9.18	36.655	13.404	665.846	848.995	25979.247	77937.741	34047.641	0.437	1.311
	(B-B)	3.06	12.24	9.18	36.655	13.404	665.846	848.995	25979.247		34047.641	0.437	
	(C-C)	3.06	12.24	9.18	36.655	13.404	665.846	848.995	25979.247		34047.641	0.437	
3	(A-A)	3.06	15.30	12.24	36.655	13.404	856.088	1108.805	33929.433	101788.299	27758.764	0.273	0.819
	(B-B)	3.06	15.30	12.24	36.655	13.404	856.088	1108.805	33929.433		27758.764	0.273	
	(C-C)	3.06	15.30	12.24	36.655	13.404	856.088	1108.805	33929.433		27758.764	0.273	
2	(A-A)	3.06	18.36	15.30	58.705	13.622	1029.584	1203.461	36825.907	110477.721	21727.740	0.197	0.591

	(B-B)	3.06	18.36	15.30	58.705	13.622	1029.584	1203.461	36825.907		21727.740	0.197	
	(C-C)	3.06	18.36	15.30	58.705	13.622	1029.584	1203.461	36825.907		21727.740	0.197	
I	(A-A)	3.06	21.42	18.36	58.705	13.622	1216.782	1427.246	43673.728	131021.184	16090.611	0.123	0.369
	(B-B)	3.06	21.42	18.36	58.705	13.622	1216.782	1427.246	43673.728		16090.611	0.123	
	(C-C)	3.06	21.42	18.36	58.705	13.622	1216.782	1427.246	43673.728		16090.611	0.123	
Etage de Service	(A-A)	3.40	24.82	21.42	52.171	13.622	1414.379	1712.033	58209.122	174627.366	11012.355	0.063	0.189
	(B-B)	3.40	24.82	21.42	52.171	13.622	1414.379	1712.033	58209.122		11012.355	0.063	
	(C-C)	3.40	24.82	21.42	52.171	13.622	1414.379	1712.033	58209.122		11012.355	0.063	
RDC	(A-A)	4.08	28.90	24.82	65.432	13.847	1616.475	1883.494	76846.555	230539.665	6230.084	0.027	0.081
	(B-B)	4.08	28.90	24.82	65.432	13.847	1616.475	1883.494	76846.555		6230.084	0.027	
	(C-C)	4.08	28.90	24.82	65.432	13.847	1616.475	1883.494	76846.555		6230.084	0.027	
E. Sol	(A-A)	4.08	32.98	28.90	65.432	13.847	1335.947	1896.240	77366.592	232099.776	2014.946	0.009	0.027
	(B-B)	4.08	32.98	28.90	65.432	13.847	1335.947	1896.240	77366.592		2014.946	0.009	
	(C-C)	4.08	32.98	28.90	65.432	13.847	1335.947	1896.240	77366.592		2014.946	0.009	

TAB IV.12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Niveaux	portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K p$ (m ³) 1 -4	$\sum K p$ (m ³) 1 -4	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (K /m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (K /m)	E (K .m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
7	(1-1)	3.06	3.06	0	13.004	5.605	227.475	309.831	9480.829	47404.145	53530.366	1.329	6.645
	(2-2)	3.06	3.06	0	13.004	5.605	227.475	309.831	9480.829		53530.366	1.329	
	(3-3)	3.06	3.06	0	13.004	5.605	227.475	309.831	9480.829		53530.366	1.329	
	(4-4)	3.06	3.06	0	13.004	5.605	227.475	309.831	9480.829		53530.366	1.329	
	(5-5)	3.06	3.06	0	13.004	5.605	227.475	309.831	9480.829		53530.366	1.329	
6	(1-1)	3.06	6.12	3.06	13.004	5.605	682.426	847.138	25922.423	129612.115	46997.924	0.563	2.815
	(2-2)	3.06	6.12	3.06	13.004	5.605	682.426	847.138	25922.423		46997.924	0.563	
	(3-3)	3.06	6.12	3.06	13.004	5.605	682.426	847.138	25922.423		46997.924	0.563	
	(4-4)	3.06	6.12	3.06	13.004	5.605	682.426	847.138	25922.423		46997.924	0.563	
	(5-5)	3.06	6.12	3.06	13.004	5.605	682.426	847.138	25922.423		46997.924	0.563	
5	(1-1)	3.06	9.18	6.12	21.993	5.679	1122.557	1250.329	38260.067	191300.335	40486.962	0.412	2.060
	(2-2)	3.06	9.18	6.12	21.993	5.679	1122.557	1250.329	38260.067		40486.962	0.412	
	(3-3)	3.06	9.18	6.12	21.993	5.679	1122.557	1250.329	38260.067		40486.962	0.412	
	(4-4)	3.06	9.18	6.12	21.993	5.679	1122.557	1250.329	38260.067		40486.962	0.412	
	(5-5)	3.06	9.18	6.12	21.993	5.679	1122.557	1250.329	38260.067		40486.962	0.412	

4	(1-1)	3.06	12.24	9.18	21.993	5.679	1571.580	1810.852	55412.071	277060.355	34047.641	0.323	1.615
	(2-2)	3.06	12.24	9.18	21.993	5.679	1571.580	1810.852	55412.071		34047.641	0.323	
	(3-3)	3.06	12.24	9.18	21.993	5.679	1571.580	1810.852	55412.071		34047.641	0.323	
	(4-4)	3.06	12.24	9.18	21.993	5.679	1571.580	1810.852	55412.071		34047.641	0.323	
	(5-5)	3.06	12.24	9.18	21.993	5.679	1571.580	1810.852	55412.071		34047.641	0.323	
3	(1-1)	3.06	15.30	12.24	21.993	5.679	2020.602	2375.821	72700.123	363500.615	27758.764	0.096	0.480
	(2-2)	3.06	15.30	12.24	21.993	5.679	2020.602	2375.821	72700.123		27758.764	0.096	
	(3-3)	3.06	15.30	12.24	21.993	5.679	2020.602	2375.821	72700.123		27758.764	0.096	
	(4-4)	3.06	15.30	12.24	21.993	5.679	2020.602	2375.821	72700.123		27758.764	0.096	
	(5-5)	3.06	15.30	12.24	21.993	5.679	2020.602	2375.821	72700.123		27758.764	0.096	
2	(1-1)	3.06	18.36	15.30	35.229	5.755	2437.011	2663.108	81491.105	407455.525	21727.742	0.073	0.365
	(2-2)	3.06	18.36	15.30	35.229	5.755	2437.011	2663.108	81491.105		21727.742	0.073	
	(3-3)	3.06	18.36	15.30	35.229	5.755	2437.011	2663.108	81491.105		21727.742	0.073	
	(4-4)	3.06	18.36	15.30	35.229	5.755	2437.011	2663.108	81491.105		21727.742	0.073	
	(5-5)	3.06	18.36	15.30	35.229	5.755	2437.011	2663.108	81491.105		21727.742	0.073	
1	(1-1)	3.06	21.42	18.36	35.229	5.755	2880.104	3165.242	96856.405	484282.025	16090.611	0.053	0.265
	(2-2)	3.06	21.42	18.36	35.229	5.755	2880.104	3165.242	96856.405		16090.611	0.053	
	(3-3)	3.06	21.42	18.36	35.229	5.755	2880.104	3165.242	96856.405		16090.611	0.053	
	(4-4)	3.06	21.42	18.36	35.229	5.755	2880.104	3165.242	96856.405		16090.611	0.053	
	(5-5)	3.06	21.42	18.36	35.229	5.755	2880.104	3165.242	96856.405		16090.611	0.053	

<i>E. Service</i>	(1-1)	3.40	24.82	21.42	31.302	5.755	3347.813	3774.726	128340.684	641703.420	11012.355	0.037	0.185
	(2-2)	3.40	24.82	21.42	31.302	5.755	3347.813	3774.726	128340.684		11012.355	0.037	
	(3-3)	3.40	24.82	21.42	31.302	5.755	3347.813	3774.726	128340.684		11012.355	0.037	
	(4-4)	3.40	24.82	21.42	31.302	5.755	3347.813	3774.726	128340.684		11012.355	0.037	
	(5-5)	3.40	24.82	21.42	31.302	5.755	3347.813	3774.726	128340.684		11012.355	0.037	
<i>RDC</i>	(1-1)	4.08	28.90	24.82	39.259	5.833	3837.362	4206.035	171606.228	858031.140	6230.084	0.009	0.045
	(2-2)	4.08	28.90	24.82	39.259	5.833	3837.362	4206.035	171606.228		6230.084	0.009	
	(3-3)	4.08	28.90	24.82	39.259	5.833	3837.362	4206.035	171606.228		6230.084	0.009	
	(4-4)	4.08	28.90	24.82	39.259	5.833	3837.362	4206.035	171606.228		6230.084	0.009	
	(5-5)	4.08	28.90	24.82	39.259	5.833	3837.362	4206.035	171606.228		6230.084	0.009	
<i>E. Sol</i>	(1-1)	4.08	32.98	28.90	39.259	5.833	2831.907	4034.686	164615.888	823079.440	2014.946	0.004	0.020
	(2-2)	4.08	32.98	28.90	39.259	5.833	2831.907	4034.686	164615.888		2014.946	0.004	
	(3-3)	4.08	32.98	28.90	39.259	5.833	2831.907	4034.686	164615.888		2014.946	0.004	
	(4-4)	4.08	32.98	28.90	39.259	5.833	2831.907	4034.686	164615.888		2014.946	0.004	
	(5-5)	4.08	32.98	28.90	39.259	5.833	2831.907	4034.686	164615.888		2014.946	0.004	

Chapitre IV

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :

<i>Niv</i> <i>Sens</i>	<i>E. Sol</i>	<i>R D C</i>	<i>Etage</i> <i>Service</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>Inertie</i> <i>Moyenne</i>
<i>X-X</i>	0.027	0.081	0.189	0.369	0.591	0.819	1.311	2.238	3.582	10.539	1.956
<i>Y-Y</i>	0.020	0.045	0.185	0.265	0.365	0.480	1.615	2.060	2.815	6.645	1.450

❖ Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

TAB IV.13 Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y)

Sens X-X

	<i>Inerties (m⁴)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<i>Portiques</i>	1.956	40.45 %
<i>Voiles</i>	2.880	59.55 %
<i>Voiles + Portiques</i>	4.836	100 %

Sens Y-Y

	<i>Inerties (m⁴)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<i>Portiques</i>	1.450	22.19 %
<i>Voiles</i>	5.085	77.81 %
<i>Voiles + Portiques</i>	6.535	100 %

Remarque

En comparant les résultats, on voit que les inerties des voiles sont supérieures aux inerties des portiques et cela suivants les deux sens.

Et d'après le RPA, quand l'inertie des voiles ne dépasse pas 80% de celles des portiques, on dira que la structure est mixte c'est-à-dire qu'elle est contreventée par voiles et portiques.

Conclusion

Notre structure est contreventée par voiles et portiques (système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction).

V.1 Description du logiciel

Le système **Robot** est un progiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel que AUTOCAD.

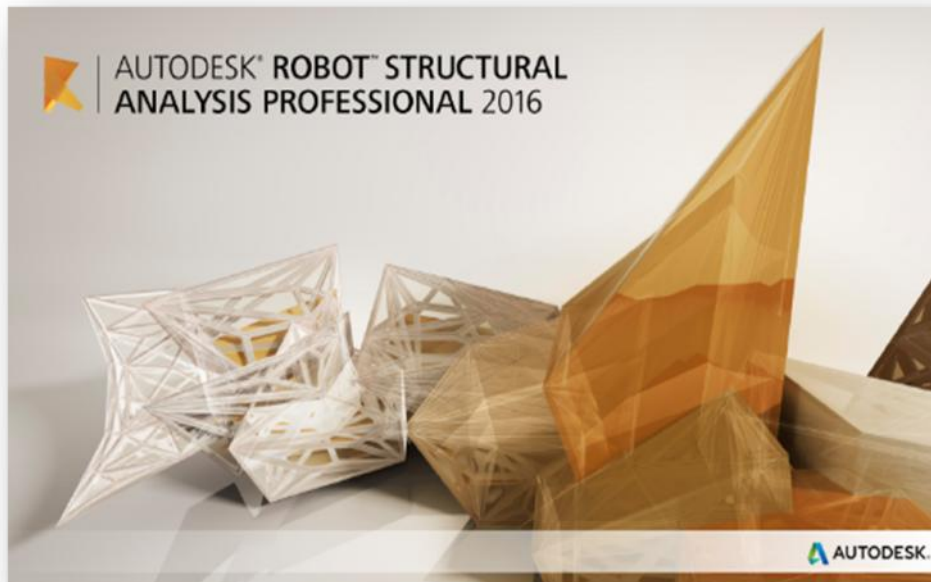


Fig V.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT

V.2 Etapes de calcul à suivre dans Robot

) **Choix du type de structure**

Pour notre cas on choisit étude d'une Coque comme montré sur la figure IV.2.

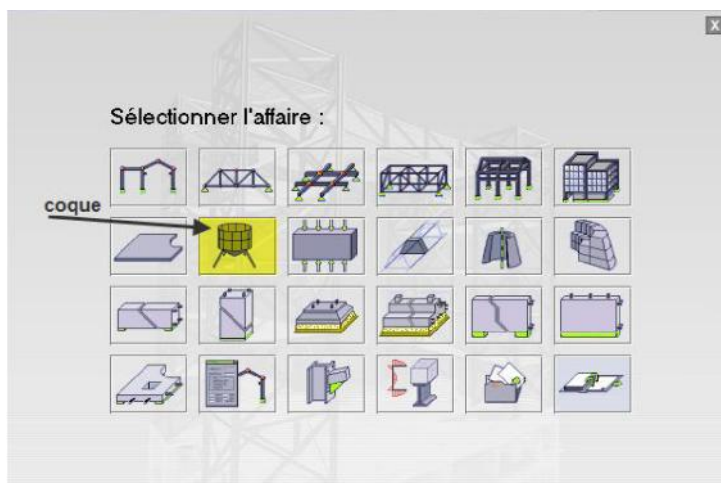


Fig V.2 : Choix de la structure à étudier.

) Configuration des préférences de l'affaire

Dans le menu « outils » on choisit « préférences de l'affaire » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

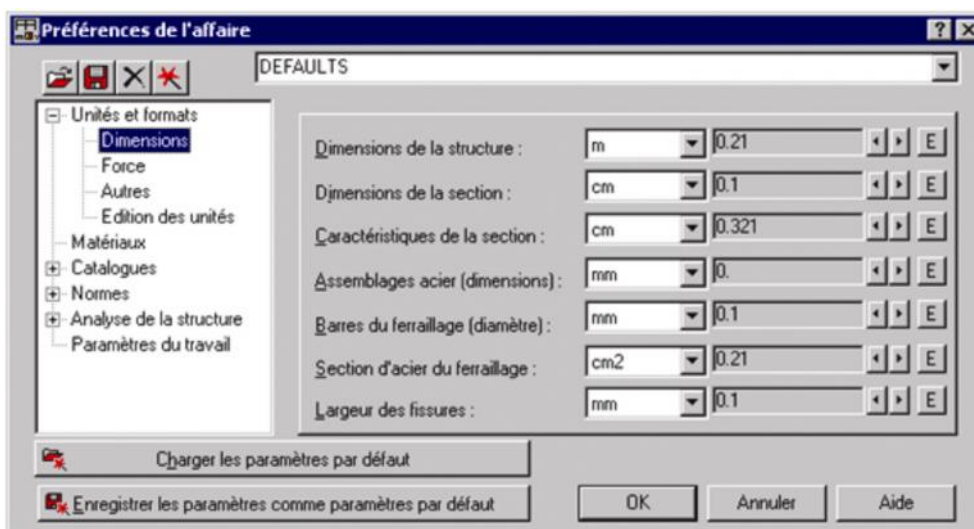


Fig V.3 : Préférences de l'affaire

-Unités et formats :

Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.

Force : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m²).

Autres : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).

Edition des unités : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).

-Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).

-Catalogue :

Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône

Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône

-Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).

Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).


- Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).

Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).

-Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

) Lignes de construction

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.

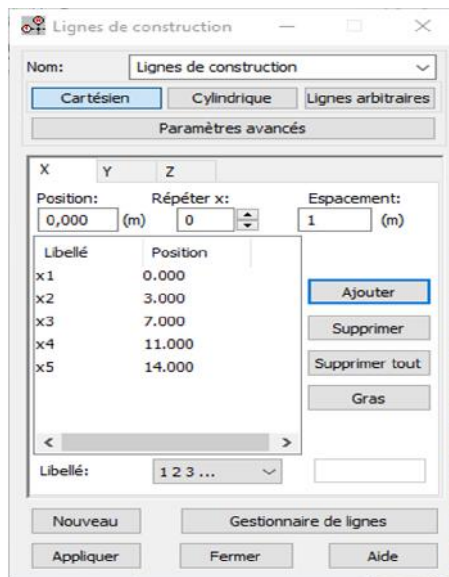


Fig V.4 : Lignes de construction.

) **Profilés des barres**

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d’outils « Modèle de structure », on clique sur l’icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

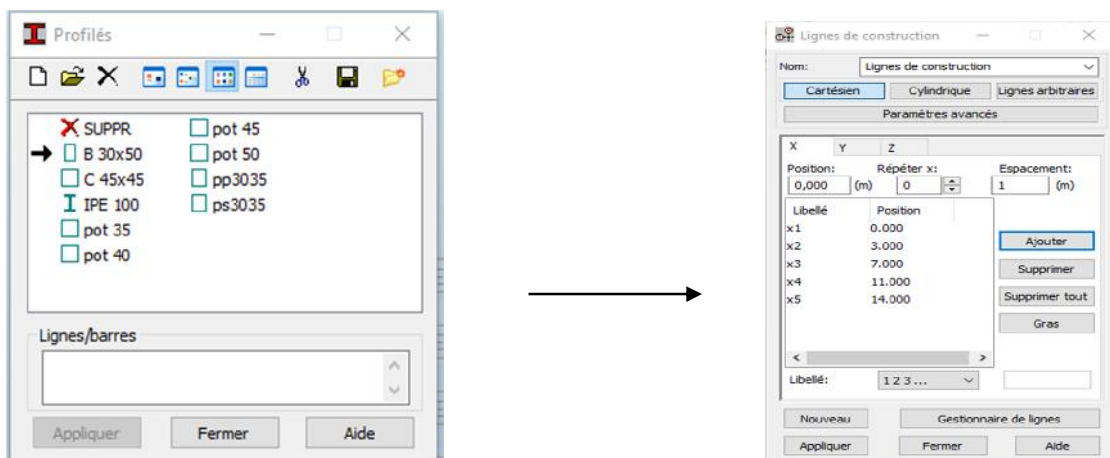



Fig V.5 : Choix des profilés des barres

J) Création du modèle de la structure

Avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

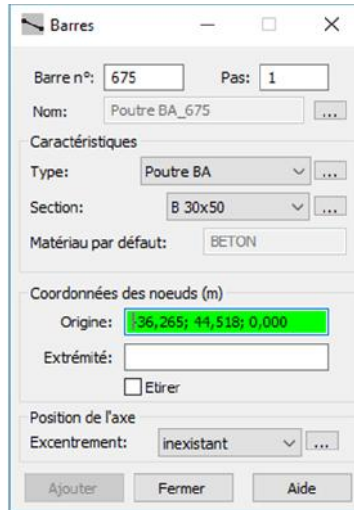


Fig V.6 : Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

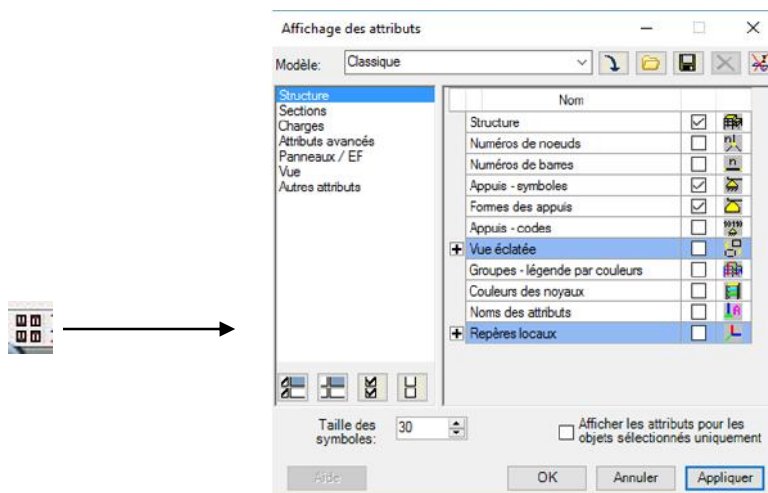
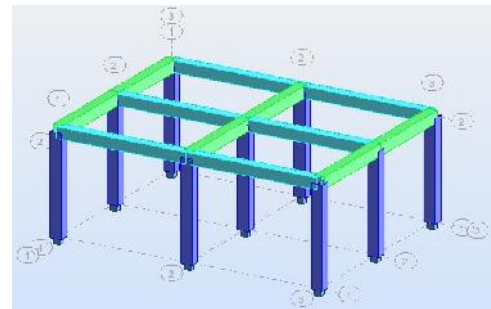
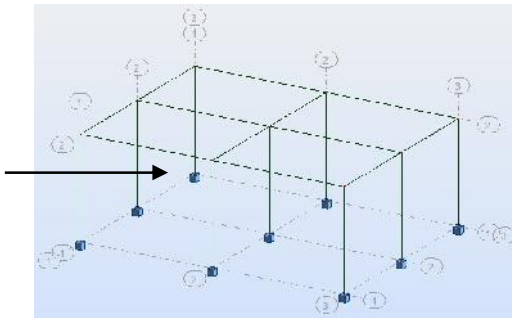



Fig V.7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple



❖ Définition des éléments panneaux

A partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** » puis « **Epaisseur EF** », ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran. Une boîte de dialogue apparait, après un clic sur « **définir nouvelle épaisseur** » et sur l'onglet « **Uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

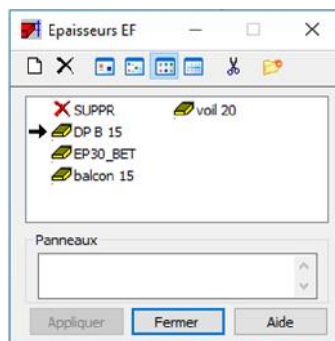



Fig V.8 : définition des éléments panneaux

❖ Définition des voiles de contreventement

Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « **Définir nouvelle épaisseur** ». On choisit l'onglet « **Uniforme** » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

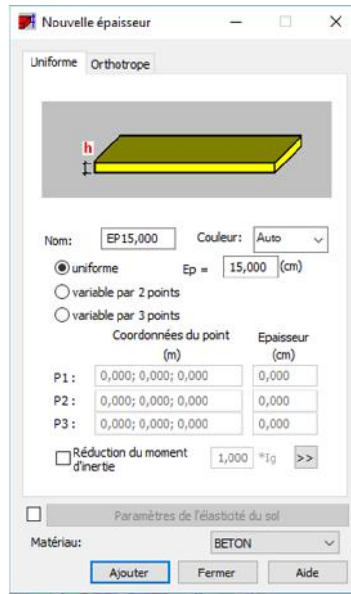



Fig V.9 : Epaisseur des voiles.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Polyligne-contour »  et on coche la case contour ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

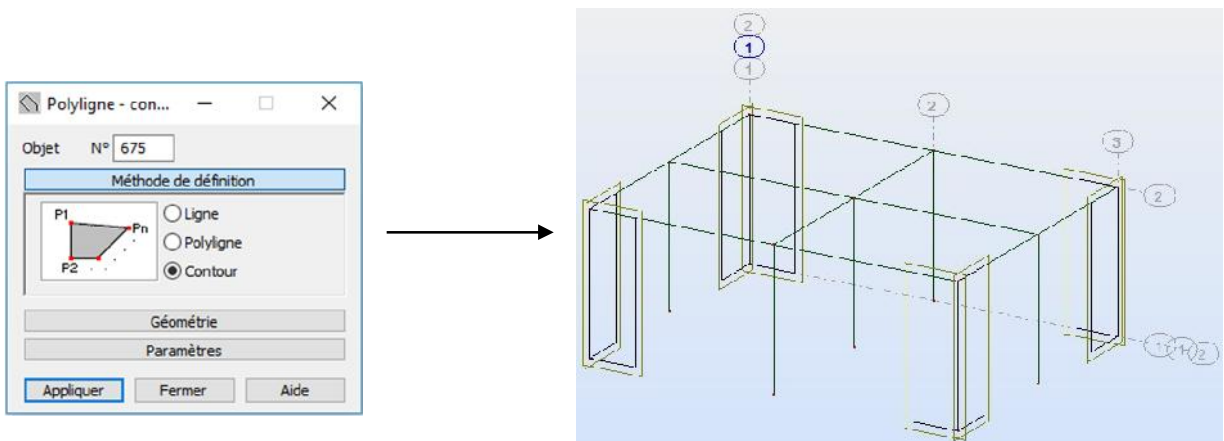



Fig V.10 : Définition des contours des voiles.

Pour modéliser les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, coche la case panneau et pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

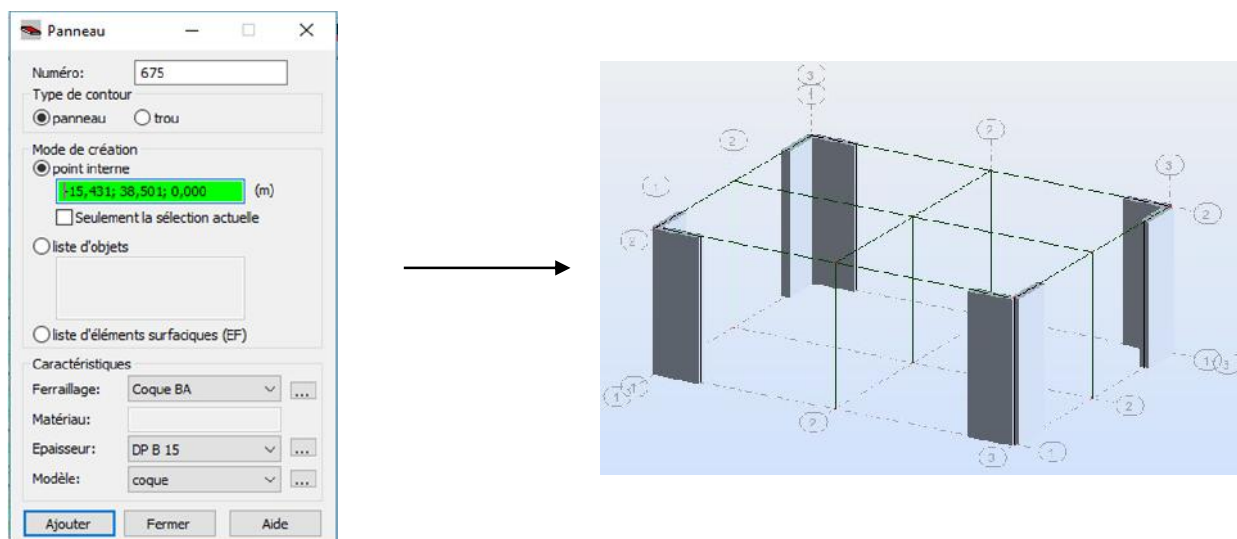


Fig V.11 : Définition des panneaux.


Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Fig V.12 : Choix de la présentation.

J Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

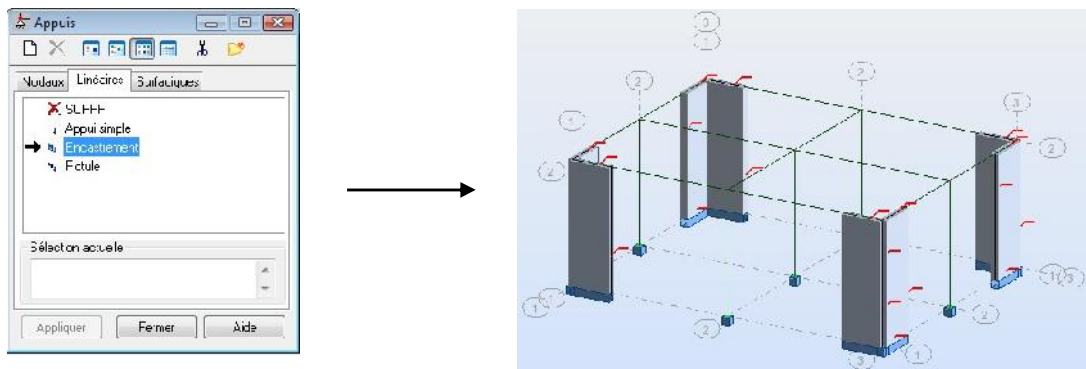



Fig V.13 : Définition des appuis

J Le choix de nœud maitre et nœuds esclaves

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** », puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône .

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

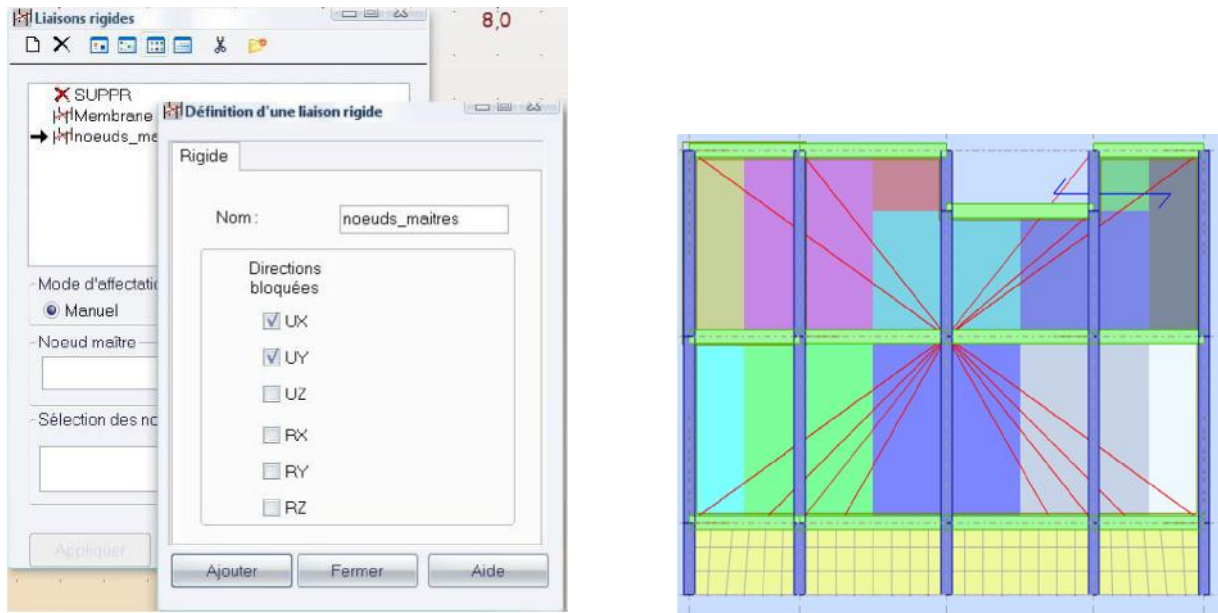


Fig V.14 : Liaison rigide

J Définitions des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « Chargement », « Cas de charge » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « Nouveau ».

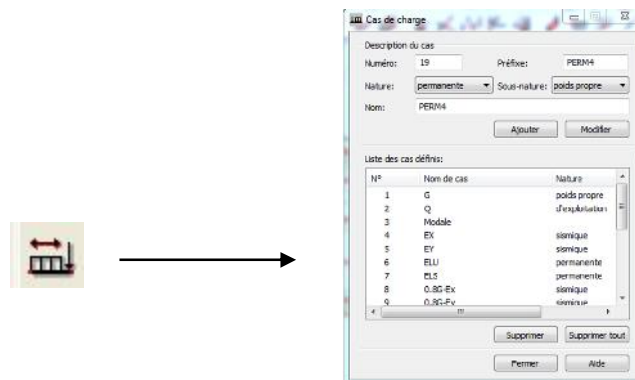


Fig V.15 : Définition des charges.

J) **Chargement de la structure**

Pour charger la structure on choisit le type de chargement G (permanente) ou Q (exploitation).

Avant d'appliquer ces chargements sur la surface du plancher, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **bardage** » Dans la boite de dialogue ci-dessous on introduit le nom, la direction des charges (X pour nous) et la méthode de répartition des charges.

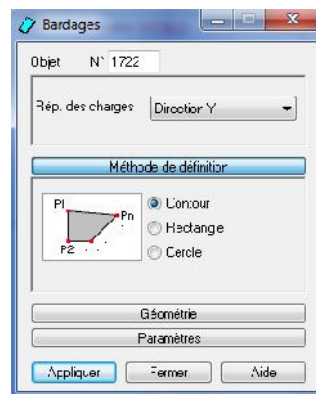


Fig V.16 : Choix des bardages.

Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit les valeurs de G et Q

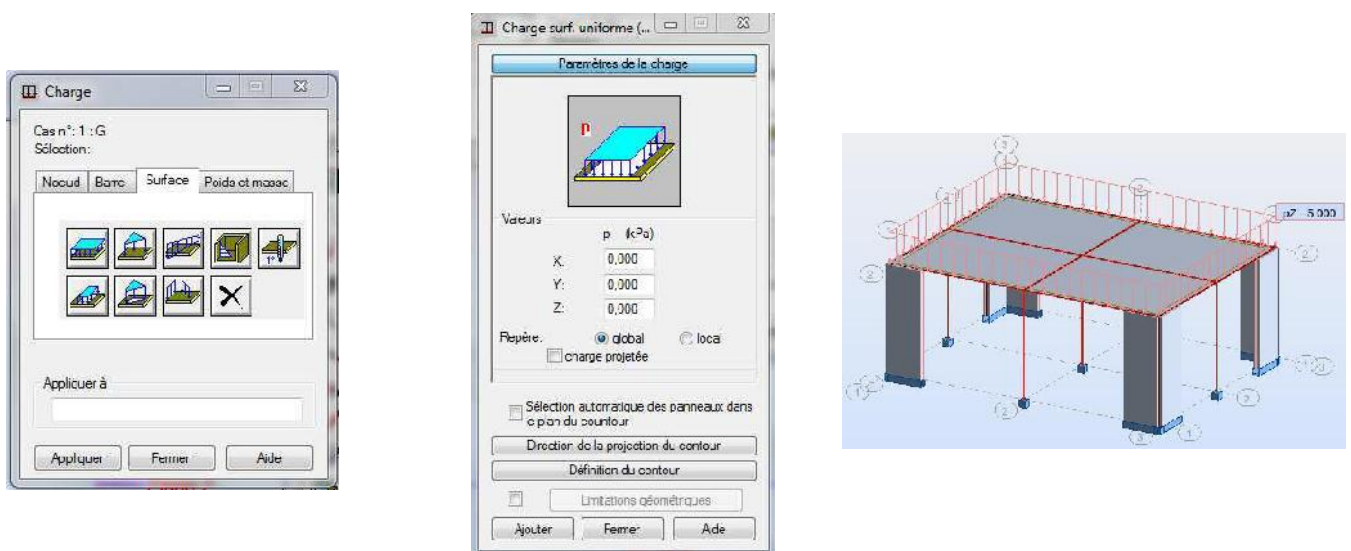


Fig V.17 : Application des charges surfaciques.

J Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « analyse », « type d'analyse » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique) et la masse ou l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA (règlement parasismique algérien 99 version 2003) pour l'analyse sismique.

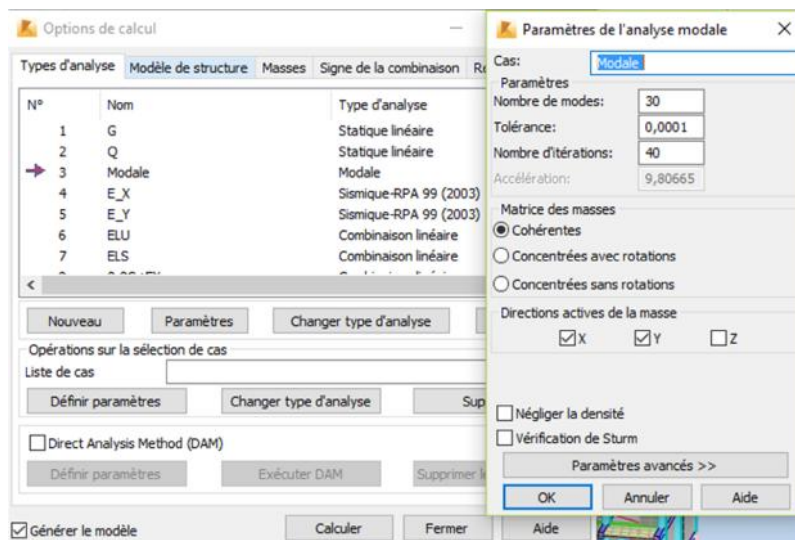


Fig V.18 : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « Nouveau » et sélectionné le champ « Modale... ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boite de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

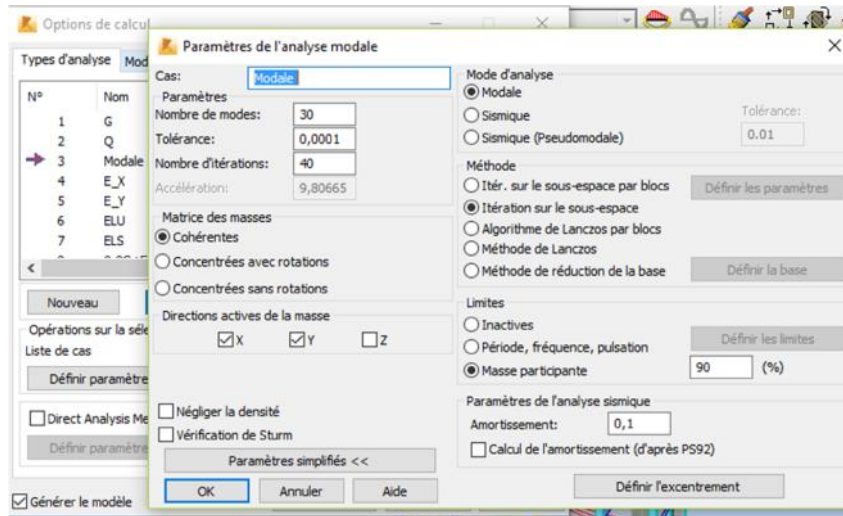


Fig V.19 : Paramètres de l'analyse modale.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

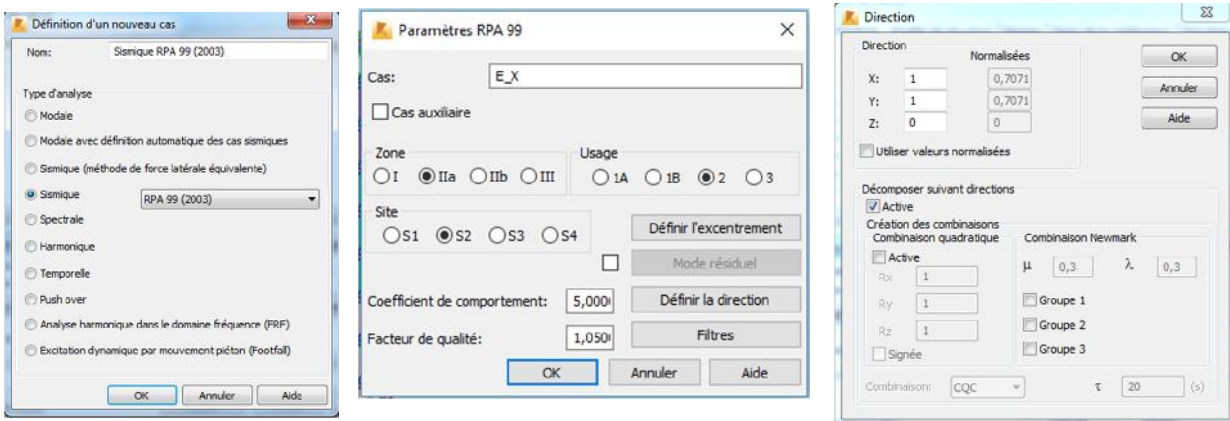



Fig V.20 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boite de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

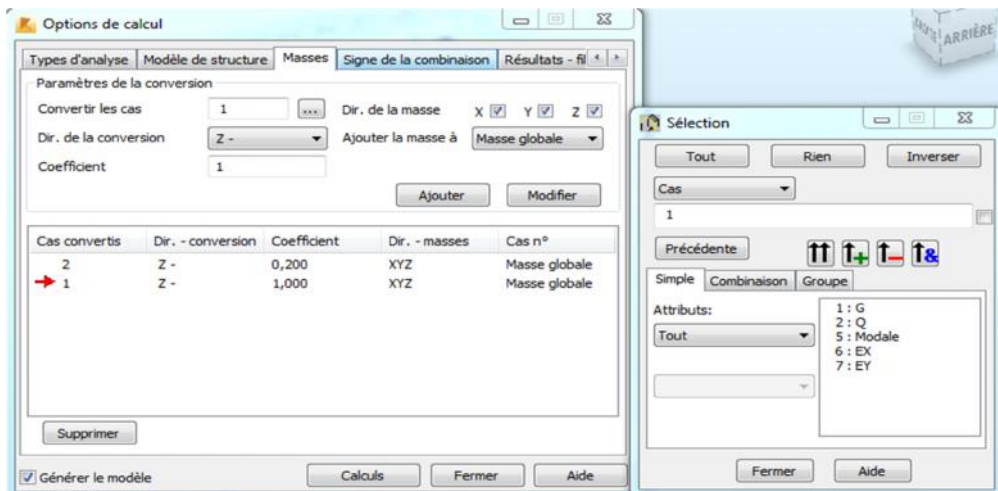


Fig V.21 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations

) Les combinaisons d'actions

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .

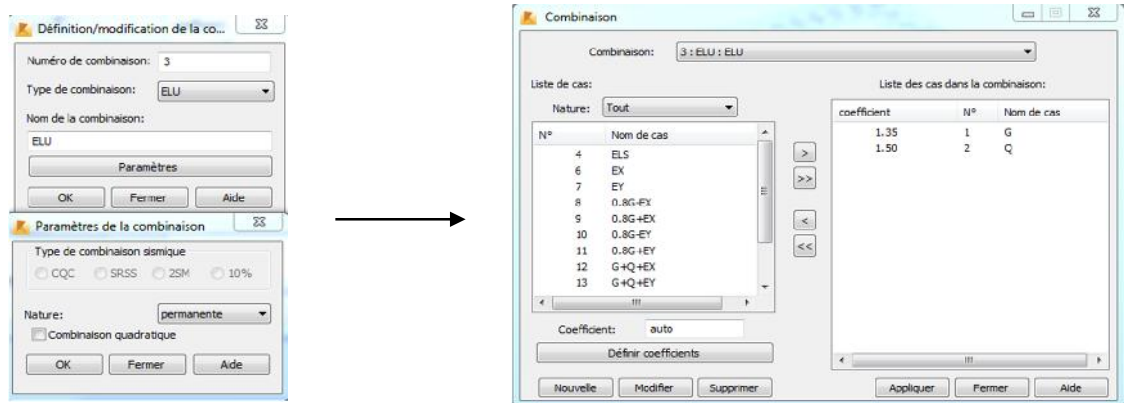


Fig V.22 : Définir les combinaisons d’actions

Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

V.2.1 Vérification de la structure

Avant de passer à l’analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s’il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

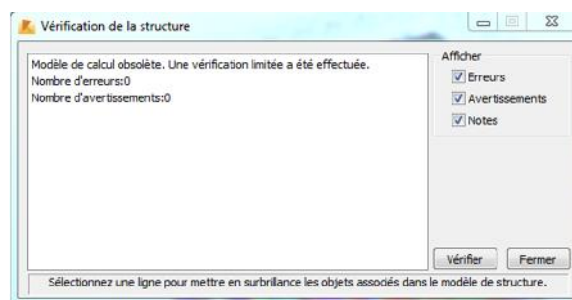


Fig V.23 : Vérification de la structure

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l’analyse de la structure.

V.2.2 Exploitation des résultats

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus dans le prochain chapitre.

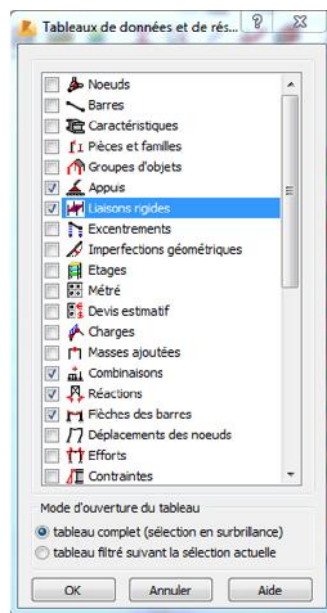


Fig V.24 : Tableaux de données.

V.3 Conclusion

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT et l'exploitation des résultats sera faite dans les chapitres qui suivent.

A. BLOC GAUCHE

VI. Vérification des Exigences du RPA

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

VI.1 Vérification de la période

D’après logiciel robot, les périodes et les modes de vibration pour la structure sont:

La période Max est de (0.927s) pour le 1^{ère} mode de vibration et la période Min est de (0.04s) pour le 30^{ème} mode de vibration.

La période critique imposé par le RPA99 version 2003(article 4-6); est comme suit:

$$T_c = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

h_N=32.98m

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6(RPA).

) Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé
C_T=0.05

D’ou :

$$T_c = 0.05 \times 36.04^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0.735s$$

on doit vérifier :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
3/ 1	1,079	0,927
3/ 2	1,158	0,863
3/ 3	1,610	0,621
3/ 4	3,902	0,256
3/ 5	4,022	0,249

T_{structure}=0.927 < T=1.3×0.735=0.956s → CV

$$\frac{T_{Sl}}{T_c} < 1.3 \rightarrow \frac{0.9}{0.9} = 1.03 < 1.3 \rightarrow CV$$

VI.2 Vérification de l’excentricité

D’après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l’excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à ±0,05L.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR \quad 5\% Ly.$$

$$YCM - YCR \quad 5\% Lx.$$

Avec:

XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Tableau VI.1 : Vérification de l'excentricité par logiciel

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1/ 1	EN sol	7,104 5,118 2,5	7,270 5,405 2,5	0,166	0,286	0,700	0,470
1/ 2	RDC	7,080 5,103 6,6	7,270 5,405 6,6	0,189	0,302	0,700	0,470
1/ 3	Service	7,128 5,078 10,	7,273 5,405 10,	0,145	0,327	0,700	0,470
1/ 4	Etage 1	7,096 5,035 13,	7,273 5,405 13,	0,177	0,369	0,700	0,470
1/ 5	Etage 2	7,096 5,035 16,	7,273 5,405 16,	0,177	0,369	0,700	0,470
1/ 6	Etage 3	7,099 5,021 19,	7,275 5,405 19,	0,176	0,383	0,700	0,470
1/ 7	Etage 4	7,099 5,021 22,	7,275 5,405 22,	0,176	0,383	0,700	0,470
1/ 8	Etage 5	7,099 5,021 25,	7,275 5,405 25,	0,176	0,383	0,700	0,470
1/ 9	Etage 6	7,103 5,008 28,	7,277 5,405 28,	0,174	0,397	0,700	0,470
1/ 10	Etage 7	7,338 5,150 32,	7,277 5,405 32,	0,062	0,254	0,700	0,470
1/ 11	Etage 8	12,500 7,400 35	12,500 7,400 35	0,000	0,000	0,150	0,200

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que:

$$|XCM - XCR| \quad 5\% LY.$$

Tableau VI.2 Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Story	XCM	XCR	XCM-XCR /(ex0)	Lx	condition
E-SOL	7.104	7.270	0.166	0.70	vérifiée
RDC	7.080	7.270	0.189	0.70	vérifiée
SERVICE	7.128	7.273	0.145	0.70	vérifiée
1	7.096	7.273	0.177	0.70	vérifiée
2	7.096	7.273	0.177	0.70	vérifiée
3	7.099	7.275	0.176	0.70	vérifiée
4	7.099	7.275	0.176	0.70	vérifiée
5	7.099	7.275	0.176	0.70	Vérifiée
6	7.103	7.277	0.174	0.70	Vérifiée
7	7.338	7.277	0.062	0.70	vérifiée
8	12.50	12.50	0.000	0.150	vérifiée

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$/YCM - YCR/ \leq 5\% Lx.$$

Tableau VI.3 : Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Etage	YCM	YCR	/YCM-YCR/	5%Ly	condition
E-SOL	5.118	5.405	0.286	0.470	vérifiée
RDC	5.103	5.405	0.302	0.470	vérifiée
SERVICE	5.078	5.405	0.327	0.470	vérifiée
1	5.035	5.405	0.369	0.470	vérifiée
2	5.035	5.405	0.369	0.470	vérifiée
3	5.021	5.405	0.383	0.470	vérifiée
4	5.021	5.405	0.383	0.470	vérifiée
5	5.021	5.405	0.383	0.470	Vérifiée
6	5.008	5.405	0.397	0.470	vérifiée
7	5.150	5.405	0.255	0.470	vérifiée
8	7.400	7.400	0.00	0.200	vérifiée

VI.3 Pourcentage de la participation de la masse modale

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Tableau VI.4 : Pourcentage de participation de la masse modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
3/ 1	1,079	0,927	0,013	70,640	0,0	0,013
3/ 2	1,158	0,863	72,439	70,660	0,0	72,426
3/ 3	1,610	0,621	72,554	70,788	0,0	0,115
3/ 4	3,902	0,256	72,620	84,691	0,0	0,066
3/ 5	4,022	0,249	85,419	84,762	0,0	12,799
3/ 6	5,636	0,177	85,436	84,899	0,0	0,017
3/ 7	7,302	0,137	85,615	85,761	0,0	0,179
3/ 8	7,497	0,133	87,037	85,890	0,0	1,422
3/ 9	8,863	0,113	88,928	86,609	0,0	1,891
3/ 10	9,034	0,111	89,317	87,838	0,0	0,389
3/ 11	9,099	0,110	90,671	90,703	0,0	1,354
3/ 12	12,529	0,080	90,710	90,704	0,0	0,039

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au onzième mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

VI.4 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT en suivant les étapes ci-après :

Tableaux ► étages ► Efforts réduits EX

Tableau VI.5 : Les efforts qui revient à chaque élément

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	944,345	255,069	689,275
4/ 2	913,948	246,889	667,059
4/ 3	863,057	301,312	561,745
4/ 4	802,795	327,189	475,605
4/ 5	733,190	318,814	414,377
4/ 6	654,858	257,026	397,832
4/ 7	568,590	249,294	319,296
4/ 8	467,368	217,686	249,683
4/ 9	350,789	143,695	207,094
4/ 10	210,752	131,499	79,253

Tableaux ► étages ► Efforts réduits EY

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	899,237	224,206	675,032
5/ 2	865,932	143,140	722,792
5/ 3	815,294	171,092	644,202
5/ 4	758,442	192,539	565,904
5/ 5	694,052	198,914	495,138
5/ 6	622,751	157,660	465,090
5/ 7	544,161	151,892	392,269
5/ 8	452,846	143,381	309,465
5/ 9	346,069	95,511	250,558
5/ 10	215,253	99,971	115,282

) Fx —————> 100%

Fx (voiles, poteaux) —————> x%

Sens xx :

Voiles : 59.37%

Poteaux : 40.63%

) Fy —————> 100%

Fy (voiles, poteaux) —————> x%

Sens yy :

Voiles : 53.56%

Poteaux : 46.41%

Selon les résultats présentés ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le

Cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portiques/voiles avec interaction ; dont le coefficient de comportement **R=5**.

R = 5 (structure mixte avec interaction).

VI.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

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 des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par robot

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{GI} + \Gamma \cdot W_{QI}$$

)] W_{GI} : Poids des charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

)] W_{QI} : Charges d'exploitations

γ : Coefficient de pondération qui vaut dans notre cas 0.2

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

↳ Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q=1+ Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau VI.6 : Facteur de qualité

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	
Redondance en plan.		0.05
Régularité en plan.	0	
Régularité en élévation.	0	
Contrôle de qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité de	0	

D'où : $Q \times 1.05$

↳ Coefficient d'accélération de zone A: dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2
 D'après le tableau (Tab 4.1) } → A = 0.15

Zone sismique : Iia

J) Facteur d'amplification moyen D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement γ et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D_x = \begin{cases} 2.5 \gamma \sqrt{f_{T_2} / T} & T_2 \leq 3.0s \\ 2.5 \gamma \sqrt{f_{T_2} / 3.0} \sqrt{3.0 / T} & T > 3.0s \end{cases}$$

T(Mode1) robot=0.927[s].

T(Mode2) robot=0.863[s].

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Dans notre cas : Site 2 → T2 = 0.4[s] (Site meuble)

sens xx : T2=0.4s & Trobot = 0.927s > 3s → Dx=2.5 * (T2 / T)^2/3

sens yy : T2=0.4s & Trobot = 0.863s > 3s → Dx=2.5 * (T2 / T)^2/3

→ Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\gamma = \sqrt{7/92} < \gamma \leq 0.7$

γ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Tableau VI.7 : Coefficients d'amortissement.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc : $y \times \sqrt{\frac{7}{(2\Gamma_{10})}} \times 0.76 \quad | \quad 0.7$ condition vérifiée

Alors: $D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.9}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.085$

$D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.8}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.138$

) Calcul du poids total de la structure W_t :

$W_t = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \longrightarrow W_t = 16634.574 + 2548.250 = 17144.224 \text{KN}$

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D_x	1.085
Facteur d'amplification dynamique D_y	1.138
Facteur de qualité Q	1.05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	17144.224

$V_x \times \frac{A | D_x | Q}{R} | W_t \times \frac{0.15 | 1.085 | 1.05}{5} | 17144.224 \times 585.94 \text{KN}$

$V_y \times \frac{A | D_y | Q}{R} | W_t \times \frac{0.15 | 1.138 | 1.05}{5} | 17144.224 \times 614.56 \text{KN}$

) Détermination de l'effort tranchant par robot :

Tableau VI.9 : Effort tranchant donné par logiciel

Cas	4 - E_X					
Mode CQC						
Somme totale	960,412	368,908	10573,869	61,918	626,372	4,764
Somme réactions	944,353	13,312	0,000	152,954	20598,508	4658,319
Somme efforts	944,345	13,315	0,0	152,955	20598,829	4658,275
Vérification	1888,698	26,627	0,000	305,909	41197,337	9316,594
Précision	2,33729e-001	1,70528e+000				
Cas	5 - E_Y					
Mode CQC						
Somme totale	378,385	926,494	9333,173	564,390	61,338	5,674
Somme réactions	13,298	899,227	0,000	19407,886	164,370	6609,884
Somme efforts	13,319	899,237	0,0	19408,149	164,381	6609,870
Vérification	26,616	1798,465	0,000	38816,035	328,750	13219,755
Précision	2,33729e-001	1,70528e+000				

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x \text{ dyn} = F1=960.412 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = F2= 926.494\text{KN}$$

➤ Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{x\text{statique}} = 585.94\text{KN} \rightarrow 0.8 V = 0.8 | 585.94 = 467.95 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{statique}} = 614.56\text{KN} \rightarrow 0.8 V = 0.8 | 614.56 = 491.648\text{KN}$$

$V_{x\text{dyn}} = 960.412 > 80\% V = 467.95\text{KN}$Condition non vérifiée.

$V_{y\text{dyn}} = 926.494 > 80\% V = 491.648 \text{ KN}$ Condition non vérifiée.

Conclusion : $V_{\text{robot}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

VI.6 Les déplacements relatifs

D'après le RPA 99 version 2003(Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43) :

$$\Omega_k = R | \Omega_{k}$$

Ω_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à : $\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1}$

) Suivant EX :

Tableau VI.10 : Déplacements relatifs selon x

Etages	UX (cm)	k- k-1 (cm)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (cm)	condition
8	6.148	0.295	3.06	3.06	vérifiée
7	5.853	0.425	3.06	3.06	vérifiée
6	5.428	0.482	3.06	3.06	vérifiée
5	4.946	0.537	3.06	3.06	vérifiée
4	4.409	0.593	3.06	3.06	vérifiée
3	3.816	0.64	3.06	3.06	vérifiée
2	3.176	0.667	3.06	3.06	vérifiée
1	2.509	0.678	3.06	3.06	vérifiée
Service	1.831	0.734	3.40	3.40	vérifiée
RDC	1.097	0.741	4.08	4.08	vérifiée
S-SOL	0.356	0.356	4.08	4.08	vérifiée

) Suivant EY :

Tableau VI.11 : Déplacements relatifs selon y

Story	UY (cm)	k- k-1 (cm)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (cm)	condition
8	7.042	0.539	3.06	3.06	vérifiée
7	6.503	0.564	3.06	3.06	vérifiée
6	5.939	0.601	3.06	3.06	vérifiée
5	5.338	0.645	3.06	3.06	vérifiée
4	4.693	0.689	3.06	3.06	vérifiée
3	4.004	0.723	3.06	3.06	vérifiée
2	3.281	0.733	3.06	3.06	vérifiée
1	2.548	0.725	3.06	3.06	vérifiée
Service	1.823	0.755	3.40	3.40	vérifiée
RDC	1.068	0.726	4.08	4.08	vérifiée
S-SOL	0.342	0.342	4.08	4.08	vérifiée

VI. 7 Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

) Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\lambda_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligés.

Si $0.1 < \lambda_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1/(1 - \lambda_k)$.

Si $\lambda_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\lambda_k = \frac{P_k \times \delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage «k»

V_k :effort tranchant d'étage «k»

δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1»

H_k : hauteur d'étage «k».

Tableau VI.12 : Vérification de l'effet P-Δ.

Etages	Pk	Hk (cm)	Sens xx			Sens yy		
			ζk(x) (cm)	Vk(x)	∇x	ζk(y)	Vk(y)	∇y
8	127.649	306	0.295	24.623	0.0049	0.539	23.107	0.009
7	1751.467	306	0.425	210.752	0.011	0.564	215.253	0.015
6	3314.799	306	0.482	350.789	0.015	0.601	346.069	0.019
5	4910.971	306	0.537	467.368	0.018	0.645	452.846	0.022
4	6516.525	306	0.593	568.590	0.022	0.689	544.161	0.026
3	8122.079	306	0.64	654.858	0.026	0.723	622.751	0.030
2	9764.852	306	0.667	733.190	0.029	0.733	694.052	0.033
1	11418.258	306	0.678	802.795	0.031	0.725	758.442	0.036
Service	13140.197	340	0.734	863.057	0.033	0.755	815.294	0.036
RDC	15073.405	408	0.741	913.948	0.030	0.726	865.932	0.031
S-SOL	17144.224	408	0.356	944.345	0.016	0.342	899.237	0.016

On constate que ∇x et ∇y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI.8 vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: (RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_c} \leq 0.3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

fc28 : la résistance caractéristique du béton.

Nd = 1207.477 KN

$$V = \frac{1207.477}{5 \times 5 \times 25} = 0.19 < 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

B. BLOC DROIT

VI. Vérification des Exigences du RPA

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

VI.1 Vérification de la période

D'après logiciel robot en obtenue les périodes et les modes de vibration pour la structure:

La période Max est de (0.865s) pour le 1^{ère} mode de vibration et la période Min est de (0.04s) pour le 30^{ème} mode de vibration.

La période critique imposé par le RPA99 version 2003(article 4-6); est comme suit:

$$T_c = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 32.98m$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6(RPA).

) Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé
 $C_T = 0.05$

D'ou :

$$T_c = 0.05 \times 32.98^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0.688s$$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
3/ 1	1,156	0,865
3/ 2	1,169	0,856
3/ 3	1,711	0,584
3/ 4	4,041	0,247

On doit vérifier :

$$T_{structure} = 0.865 < T = 1.3 \times 0.688 = 0.894s \longrightarrow CV$$

$$\frac{T_{Sl}}{T_c} < 1.3 \quad \frac{0.9}{0.8} = 1.14 < 1.3 \quad \longrightarrow CV$$

VI.2 Vérification de l'excentricité

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR = 5\% L_y.$$

$$YCM - YCR = 5\% L_x.$$

Avec:

XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Tableau VI.13 : Vérification de l'excentricité par logiciel

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1/ 1	EN SOL 1	7,000 5,052 2,5	7,000 5,400 2,5	0,000	0,348	0,700	0,470
1/ 2	RDC 1	7,000 5,052 6,6	7,000 5,400 6,6	0,000	0,348	0,700	0,470
1/ 3	Service 1	7,000 4,995 10,	7,000 5,400 10,	0,000	0,405	0,700	0,470
1/ 4	Etage 1	7,000 4,973 13,	7,000 5,400 13,	0,000	0,427	0,700	0,470
1/ 5	Etage 2	7,000 4,973 16,	7,000 5,400 16,	0,000	0,427	0,700	0,470
1/ 6	Etage 3	7,000 4,956 19,	7,000 5,400 19,	0,000	0,444	0,700	0,470
1/ 7	Etage 4	7,000 4,956 22,	7,000 5,400 22,	0,000	0,444	0,700	0,470
1/ 8	Etage 5	7,000 4,956 25,	7,000 5,400 25,	0,000	0,444	0,700	0,470
1/ 9	Etage 6	7,000 4,941 28,	7,000 5,400 28,	0,000	0,459	0,700	0,470
1/ 10	Etage 7	7,000 4,944 32,	7,000 5,400 32,	0,000	0,456	0,700	0,470

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que:|

$$XCM - XCR / 5\% LY.$$

Tableau VI.14 : Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Story	XCM	XCR	/XCM-XCR/=(ex0)	Ξ%Lx	condition
E-SOL	7.00	7.00	0.00	0.70	vérifiée
RDC	7.00	7.00	0.00	0.70	vérifiée
SERVICE	7.00	7.00	0.00	0.70	vérifiée
1	7.00	7.00	0.00	0.70	vérifiée
2	7.00	7.00	0.00	0.70	vérifiée
3	7.00	7.00	0.00	0.70	vérifiée
4	7.00	7.00	0.00	0.70	vérifiée
5	7.00	7.00	0.00	0.70	Vérifiée
6	7.00	7.00	0.00	0.70	Vérifiée
7	7.00	7.00	0.00	0.70	vérifiée

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$/YCM - YCR / 5\% LX.$$

Tableau VI.15 : Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Etage	YCM	YCR	/YCM-YCR/	5%Ly	condition
E-SOL	5.052	5.400	0.348	0.470	vérifiée
RDC	5.052	5.400	0.348	0.470	vérifiée
SERVICE	4.995	5.400	0.405	0.470	vérifiée
1	4.973	5.400	0.427	0.470	vérifiée
2	4.973	5.400	0.427	0.470	vérifiée
3	4.956	5.400	0.444	0.470	vérifiée
4	4.956	5.400	0.444	0.470	vérifiée
5	4.956	5.400	0.444	0.470	Vérifiée
6	4.941	5.400	0.459	0.470	vérifiée
7	4.944	5.400	0.456	0.470	vérifiée

VI.3 Pourcentage de la participation de la masse modale

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Tableau VI.16 : Pourcentage de participation de la masse modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
3/ 1	1,156	0,865	0,001	71,047	0,0	0,001
3/ 2	1,169	0,856	73,148	71,048	0,0	73,147
3/ 3	1,711	0,584	73,267	71,048	0,0	0,119
3/ 4	4,041	0,247	85,789	71,048	0,0	12,522
3/ 5	4,189	0,239	85,789	85,276	0,0	0,000
3/ 6	6,071	0,165	85,819	85,276	0,0	0,030
3/ 7	8,470	0,118	90,601	85,276	0,0	4,782
3/ 8	9,233	0,108	90,601	90,853	0,0	0,000
3/ 9	13,017	0,077	90,626	90,853	0,0	0,025
3/ 10	13,883	0,072	93,416	90,853	0,0	2,789
3/ 11	15,466	0,065	93,416	93,913	0,0	0,000

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au huitième mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

VI.4 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT en suivant les étapes ci-après :

Tableaux ► étages ► Efforts réduits EX

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	932,648	162,495	770,153
4/ 2	901,006	255,337	645,669
4/ 3	849,877	309,769	540,108
4/ 4	789,156	333,193	455,963
4/ 5	719,302	320,690	398,612
4/ 6	639,995	255,243	384,752
4/ 7	551,758	244,648	307,109
4/ 8	448,029	209,448	238,580
4/ 9	329,857	134,152	195,705
4/ 10	189,086	119,568	69,519

Tableaux ► étages ► Efforts réduits EY

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	918,918	130,517	788,400
5/ 2	884,291	140,509	743,782
5/ 3	831,729	166,472	665,257
5/ 4	773,479	186,432	587,046
5/ 5	707,536	191,508	516,029
5/ 6	632,845	150,393	482,451
5/ 7	548,724	143,475	405,249
5/ 8	450,843	133,819	317,023
5/ 9	338,002	87,199	250,803
5/ 10	200,114	92,492	107,622

) Fx \longrightarrow 100%

Fx (voiles, poteaux) \longrightarrow x%

Sens xx :

Voiles : 59.61%

Poteaux : 40.39%

) Fy \longrightarrow 100%

Fy (voiles, poteaux) \longrightarrow x%

Sens yy :

Voiles : 74.7%

Poteaux : 25.3%

Selon les résultats présentés ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portiques/voiles **avec** interaction ; dont le coefficient de comportement **R=5**.

R = 5 (structure mixte avec interaction).

VI.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

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 des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par robot

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{G_i} + \Gamma \cdot W_{Q_i}$$

W_{G_i} : Poids des charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Q_i} : Charges d'exploitations

Γ : Coefficient de pondération qui vaut dans notre cas 0.2

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau VI.17 : Facteur de qualité

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	
Redondance en plan.		0.05
Régularité en plan.	0	
Régularité en élévation.	0	
Contrôle de qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité de	0	

D'où : Q X 1.05

)] Coefficient d'accélération de zone A: dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2
 D'après le tableau (Tab 4.1) } → A = 0.15

Zone sismique : IIa

)] Facteur d'amplification moyen D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5y & 0 < T < T_2 \\ 2.5y f T_2 / T \sqrt{A} & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5y f T_2 / 3.0 \sqrt{A} & T > 3.0s \end{cases}$$

T(Mode1) robot=0.865[s].

T(Mode2) robot=0.856[s].

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Dans notre cas : Site 2 → T2 = 0.4[s] (Site meuble)

sens xx : $T_2=0.4s \ \Phi_{Trobot} = 0.865s \ \Phi_{3s} \longrightarrow D_x=2.5 \times (T_2 / T)^{2/3}$

sens yy : $T_2=0.4s \ \Phi_{Trobot} = 0.856s \ \Phi_{3s} \longrightarrow D_x=2.5 \times (T_2 / T)^{2/3}$

→ Facteur de correction d’amortissement donné par la formule : $\gamma \leq \sqrt{7/92} < 0.7$

: pourcentage d’amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Tableau VI.18 : Coefficients d'amortissement.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Donc : $\gamma \leq \sqrt{\frac{7}{(2 \times 10)}} \times 0.76 \leq 0.7$ condition vérifiée

Alors: $D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.8}\right)^{2/3} = 1.136$

: $D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.8}\right)^{2/3} = 1.144$

) Calcul du poids total de la structure W_t :

$W_t = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \longrightarrow W_t = 16224.676 + 2534 = 16731.476KN$

Tableau VI.19 : Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique Dx	1.136
Facteur d'amplification dynamique Dy	1.144
Facteur de qualité Q	1.05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure Wt [kN]	16731.476

$$V_x X \frac{A |D_x | Q}{R} | W_t X \frac{0.15 | 1.136 | 1.05}{5} | 16731.476 X 598.72KN$$

$$V_y X \frac{A |D_y | Q}{R} | W_t X \frac{0.15 | 1.144 | 1.05}{5} | 16731.476 X 602.95KN$$

) Détermination de l'effort tranchant par robot :

Tableau VI.20 : Effort tranchant donné par logiciel

Cas	4 - E_X					
Mode CQC						
Somme totale	973,862	300,292	10254,696	36,123	582,331	3,287
Somme réactions	932,653	0,298	0,000	6,182	20070,991	4481,392
Somme efforts	932,648	0,296	0,0	6,182	20071,311	4481,342
Vérification	1865,301	0,594	0,000	12,364	40142,302	8962,734
Précision	3,05812e-001	2,14862e+000				
Cas	5 - E_Y					
Mode CQC						
Somme totale	397,832	933,844	9011,529	456,158	46,106	4,739
Somme réactions	0,316	918,910	0,000	19644,925	5,988	6424,683
Somme efforts	0,296	918,918	0,0	19645,141	5,988	6424,632
Vérification	0,612	1837,828	0,000	39290,066	11,976	12849,316
Précision	3,05812e-001	2,14862e+000				

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x \text{ dyn} = F1=973.882 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = F2= 933.844\text{KN}$$

➤ Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{X\text{statique}} = 598.72\text{KN} \quad \rightarrow 0.8 V = 0.8 | 598.72 = 478.97 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{statique}} = 602.95\text{KN} \rightarrow 0.8 V = 0.8 | 602.95 = 482.36\text{KN}$$

$V_{x\text{dyn}} = 973.862 > 80\% V = 478.97\text{KN}$Condition non vérifiée.

$V_{y\text{dyn}} = 933.844 > 80\% V = 482.36\text{KN}$ Condition non vérifiée.

Conclusion

$V_{\text{robot}} > 0.8 VMSE \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

VI.6 Les déplacements relatifs

D'après le RPA 99 version 2003(Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43) :

$$\Omega_k = R | \Omega_{k}$$

Ω_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k'' par rapport au niveau k-1''est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

) Suivant EX :

Tableau VI.21 : Déplacements relatifs selon x

Etages	UX (cm)	k- k-1 (cm)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (cm)	condition
7	5.791	0.397	3.06	3.06	vérifiée
6	5.394	0.452	3.06	3.06	vérifiée
5	4.942	0.512	3.06	3.06	vérifiée
4	4.430	0.575	3.06	3.06	vérifiée
3	3.855	0.628	3.06	3.06	vérifiée
2	3.227	0.663	3.06	3.06	vérifiée
1	2.564	0.681	3.06	3.06	vérifiée
Service	1.883	0.747	3.40	3.40	vérifiée
RDC	1.136	0.764	4.08	4.08	vérifiée
S-SOL	0.372	0.372	4.08	4.08	vérifiée

) Suivant EY :

Tableau VI.22 : Déplacements relatifs selon y

Story	UY (cm)	k- k-1 (cm)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (cm)	condition
7	5.994	0.506	3.06	3.06	vérifiée
6	5.488	0.547	3.06	3.06	vérifiée
5	4.941	0.589	3.06	3.06	vérifiée
4	4.352	0.632	3.06	3.06	vérifiée
3	3.72	0.666	3.06	3.06	vérifiée
2	3.054	0.676	3.06	3.06	vérifiée
1	2.378	0.671	3.06	3.06	vérifiée
Service	1.707	0.700	3.40	3.40	vérifiée
RDC	1.007	0.679	4.08	4.08	vérifiée
S-SOL	0.328	0.328	4.08	4.08	vérifiée

VI. 7 Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

) Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\zeta_k < 0.1$: effet P-Delta peut être négligés.

Si $0.1 < \zeta_k < 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1/(1 - \zeta_k)$.

Si $\zeta_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\zeta_k = \frac{P_k \times \delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage «k»

V_k :effort tranchant d'étage «k»

δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

H_k : hauteur d'étage «k».

Tableau VI.23 : Vérification de l'effet P- ζ .

Etages	P_k	H_k (cm)	Sens xx			Sens yy		
			$\zeta_k(x)$ (cm)	$V_k(x)$	δ_x	$\zeta_k(y)$	$V_k(y)$	δ_y
7	1501	306	0.397	189.086	0.01	0.506	200.114	0.012
6	3048.380	306	0.452	329.857	0.014	0.547	338.002	0.016
5	4628.058	306	0.512	448.029	0.017	0.589	450.843	0.02
4	6217.079	306	0.575	551.759	0.021	0.632	548.724	0.023
3	7806.119	306	0.628	639.995	0.025	0.666	632.845	0.027
2	9432.378	306	0.663	719.302	0.028	0.676	707.536	0.029
1	11069.271	306	0.681	789.156	0.031	0.671	773.479	0.031
Service	12772.796	340	0.747	849.877	0.033	0.700	831.729	0.032
RDC	14684.052	408	0.764	901.006	0.030	0.679	884.291	0.028
S-SOL	16731.476	408	0.372	932.648	0.016	0.328	918.918	0.015

On constate que \forall_X et \forall_Y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI.8 vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: (RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_c} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_c : la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = 1207.477 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1}{5} \times \frac{4}{5 \times 2.5} = 0.19 < 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la largeur des joints sismiques :** (RPA 99/version 2003 Art 5.8)

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\Omega_1 + \Omega_2)_{mm} \geq 40 \text{ mm}$$

Ω_1 et Ω_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

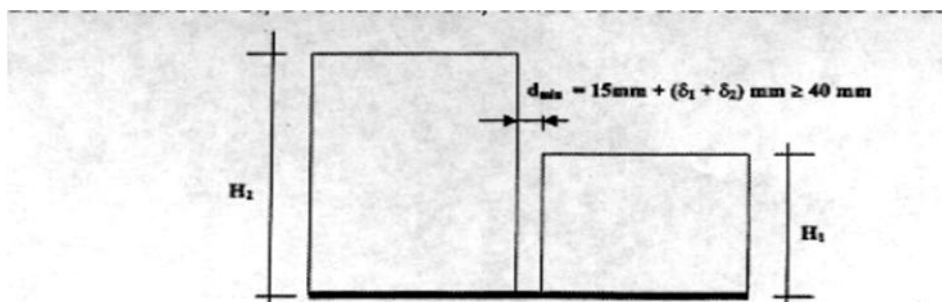


Figure VI.1 : Largeur minimum du joint sismique

Bloc de gauche : $\Omega_4 = 62.02$

Bloc de droit : $\Omega_2 = 59.21$

$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (62.02 + 59.21)_{\text{mm}} = 136.23_{\text{mm}} \quad 40_{\text{mm}} \quad \text{condition vérifiée}$

On prend la dimension de joint sismique : **d=15cm**

Conclusion

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

VII.1 Ferrailage des poteaux

VII.1.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens.

Ils sont donc, calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons considérées ci-dessous, puis en effectuant les vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

-) Effort normal maximal et moment correspondant.
-) Effort normal minimal et moment correspondant.
-) Moment maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

-) $1.35G + 1.5Q$
-) $G + Q \pm E$
-) $0.8G \pm E$

VII.1.2 Recommandation du RPA (zone II)

VII.1.2.1 Armature longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/2003

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

-) **Pourcentage minimal**

$$A_m = 0.8\% \times b \times h$$

- Poteau (50×50) : $A_m = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_m = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) : $A_m = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_m = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage maximal**

Zone courante

$$A_m = 4\% \times b \times h$$

- Poteau (50×50) : $A_m = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_m = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) : $A_m = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_m = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement

$$A_m = 6\% \times b \times h$$

- Poteau (50×50) : $A_m = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$
 - Poteau (45×45) : $A_m = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
 - Poteau (40×40) : $A_m = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
 - Poteau (35×35) : $A_m = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimum est de 12 cm
 - La longueur minimale de recouvrement est de $L_R = 40 \phi_l^m$
 - La distance des barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

VII.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Les étapes de calcul en flexion composée sont :

VII.1.3.1 Section entièrement tendue

{ L'effort « N » : est un effort de traction
 $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$: Centre de pression entre les armatures

$$A_{s\ s} = \frac{N \times a}{(d - c)\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{s\ ii} = \frac{N}{\sigma_s} - A_{s\ s}$$

VII.1.3.2 Section partiellement comprimée

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas { C : centre de pression est en dehors des armatures
N : est un effort de traction ou de compression

2^{eme} cas { C : entre les armatures
N : est un effort de compression
Et la condition suivante sera vérifiée
$$N(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2\sigma_b$$

$$A_s = A_s - \frac{N_u}{s} \quad N_u : \text{est efforts de compression}$$

$$A_s = A_s + \frac{N_u}{s} \quad N_u : \text{est un efforts de traction}$$

VII.1.3.3 Section entièrement comprimée

{ N : effort de compression
C : entre les armatures
$$N(d - c) - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2\bar{\sigma}_b$$

1^{er} cas : $N \leq f_{jd} Z_c' A_s M_f \leq f_{0.5} | h Z_c' A | b | h^2 | f_{bc}$ Section doublement armée (S.D.A).

$$A_1 \leq \frac{M_f f_{jd} Z_{0.5} A | b | h | f_{bc}}{f_{jd} Z_c' A | \tau_{st}}$$
 (Comprimée)

$$A_s \leq \frac{N Z_{fb} | h | f_{bc} A}{\tau_{st} Z A_1}$$
 (Tendue)

Avec : N_c : Effort normal de compression.

A_1 : Armatures comprimées.

A_s : Armatures tendues

2^{eme} cas : $N \mid f_d Z c' A Z M_f \mid 0.5 \mid h Z c' A \mid b \mid h \mid f_{bc}$ Section simplement armée (S.S.A).

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \epsilon X = \frac{0.3571 \Gamma \frac{N f_d Z c' A Z M_f}{b \mid h^2 \mid f_{bc}}}{0.8571 Z \frac{c}{h}}$$

Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc gauche

Tableau VII.1: Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

Niv	Secion(cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN,m)	(h/2-c)	Observation	AS Inf (cm ²)	AS Sup (cm ²)
Zone I	50X50	N _{max} =1849.163	M _{cor} =31.136	0.225	SEC	0	0
		N _{min} =-277.366	M _{cor} =-37.893	0.225	SET	6.45	1.53
		N _{cor} =530.737	M _{max} = 68.867	0.225	SEC	0	0
Zone II	45X45	N _{max} =1380.386	M _{cor} =21.396	0.200	SEC	0	0
		N _{min} =-35.39	M _{cor} =-8.488	0.200	SPC	1.13	0
		N _{cor} =327.198	M _{max} =-87.655	0.200	SPC	1.8	0
Zone III	40X40	N _{max} =830.346	M _{cor} =-18.869	0.175	SEC	0	0
		N _{min} =3.220	M _{cor} =33.307	0.175	SPC	0	2.8
		N _{cor} =169.07	M _{max} =-65.263	0.175	SPC	2.97	0
Zone VI	35X35	N _{max} =324.98	M _{cor} =-12.84	0.1500	SEC	0	0
		N _{min} =-31.133	M _{cor} =40.057	0.150	SPC	0	4.28
		N _{cor} =39.618	M _{max} =46.878	0.150	SPC	0	3.94

Bloc droit

Tableau VII.2: Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

Niv	Secion(cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN,m)	(h/2-c)	Observation	AS Inf (cm ²)	AS Sup (cm ²)
Zone I	50X50	$N_{max}=1846.827$	$M_{cor}=-32.664$	0.225	SEC	0	0
		$N_{min}=-284.55$	$M_{cor}=-38.834$	0.225	SET	1.88	6.3
		$N_{cor}=515.171$	$M_{max}=66.407$	0.225	SEC	0	0
Zone II	45x45	$N_{max}=1378.148$	$M_{cor}=21.522$	0.200	SEC	0	0
		$N_{min}=-36.469$	$M_{cor}=-8.5$	0.200	SPC	1.14	0
		$N_{cor}=307.494$	$M_{max}=-83.657$	0.200	SPC	1.74	0
Zone III	40x40	$N_{max}=828.555$	$M_{cor}=-18.695$	0.175	SEC	0	0
		$N_{min}=4.343$	$M_{cor}=33.271$	0.175	SPC	0	2.62
		$N_{cor}=190.843$	$M_{max}=61.692$	0.175	SPC	0	2.39
Zone VI	35x35	$N_{max}=324.162$	$M_{cor}=-12.538$	0.150	SEC	0	0
		$N_{min}=-25.543$	$M_{cor}=-21.358$	0.150	SPC	2.35	0
		$N_{cor}=39.788$	$M_{max}=46.783$	0.150	SPC	0	3.93

Zone I : entre sol, RDC

Zone II : service, (1^{er};2^{eme}) étage.

Zone III : (3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}) étage.

Zone VI : (6^{eme}, 7^{eme})étage.

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_s(\min)$ correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone IIa.

Tableau VII.3 : Ferraillage des poteaux suivant les deux sens

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
Entre sol, RDC	Zone I (50 × 50)	20	20.35	4HA16+8HA14
Service, (1 ^{er} ;2 ^{eme}) étage	Zone II (45 × 45)	16.2	20.35	4HA16+8HA14
(3 ^{éme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}) étage	Zone III (40 × 40)	12.8	14.19	4HA16+4HA14
(6 ^{éme} , 7 ^{eme})étage	Zone III (35 × 35)	9.8	10.67	4HA14+4HA12

VII.1.4 Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

-) Empêcher le déplacement transversal du béton
-) Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l’axe longitudinal.

VII.1.4.1 Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu’elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l^m}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en 5H 8

Donc $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$

VII.1.4.2 Espacement des armatures transversales

) Selon le BAEL 91 Art A.8.1.3

$$S_t \leq m \{ 15\phi_l^m ; 40c ; (a + 10)c \}$$

$$S_t \leq m \{ 15 \times 1.2; 40c ; (35 + 10)c \}$$

$$S_t \leq 18c \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

) Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ En zone courante

$$S_t \leq 15\phi_L = 18\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

➤ En zone nodal

$$S_t \min (10\phi_l^m , 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

Avec : $\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

VII.1.4.3 Quantité d'armatures transversales minimales du RPA pour les deux blocs

Si $g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

Si $3 < g < 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l₀ : Hauteur libre du poteau.

NIV	La zone	a	H	h _p	h ₀	l _f	g	%	St	A _t (cm ²)	A _{t min} (cm ²)	OBS
En sol- RDC	<u>Zone nodale</u>	0.50	4.08	0.35	3.73	2.64	5.28	0.003	10	2.51	1.50	CV
	<u>Zone courante</u>	0.50	4.08	0.35	3.73	2,64	5.28	0.003	15	2.51	2.25	CV
SRVC	<u>Zone nodale</u>	0.45	3.40	0.35	3.05	2.16	4.80	0.0035	10	2.51	1.57	CV
	<u>Zone courante</u>	0.45	3.40	0.35	3.05	2.16	4.80	0.0035	15	2.51	2.36	CV
ETG1et 2	<u>Zone nodale</u>	0.45	3.06	0.35	2.71	1.92	4.65	0.0037	10	2.51	1.66	CV
	<u>Zone courante</u>	0.45	3.06	0.35	2.71	1.92	4.65	0.0037	15	2.51	2.49	CV
ETG3- 4et5	<u>Zone nodale</u>	0.40	3.06	0.35	2.71	1.92	4.80	0.0035	10	2.51	1.4	CV
	<u>Zone courante</u>	0.40	3.06	0.35	2.71	1.92	4.80	0.0035	15	2.51	2.1	CV
ETG6et 7	<u>Zone nodale</u>	0.35	3.06	0.35	2.71	1.92	5.48	0.003	10	2.51	1.5	CV
	<u>Zone courante</u>	0.35	3.06	0.35	2.71	1.92	5.48	0.003	15	2.51	1.57	CV

Sections des armatures transversale

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ₁ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 s \text{ l'élc} & \text{géo ét}_1 : \lambda \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 s \text{ l'élc} & \text{géo ét}_1 : \lambda < 5 \end{cases}$$

L'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\lambda = \frac{L}{a} = \frac{L}{b}; \text{ avec : } a = b$$

Tel que : L_f = 0.707 l₀

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

Bloc gauche

Tableau VII.4: Sections des armatures transversales

	Entre sol- RDC	Service	ETG1-2	ETG3-4-5	ETG6-7
	50×50	45×45	45×45	40×40	35×35
Efforts tranchants (kN)	63.379	56.422	56.422	45.257	43.903
Elancement géométrique λ_g	5.28	4.80	4.65	4.80	5.48
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	3.75	2.5	3.75	2.5
A_t zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	10	10	10	10	10
A_t zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	15	15	15	15	15
A_t^{\min} zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	1.15	1.57	1.66	1.40	1.05
A_t^{\min} zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	2.25	2.36	2.49	2.1	1.57
$A_{t\text{ cal}}$	1.18	1.76	1.17	1.59	1.17
A_{adp}	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51

Bloc droit

	Entre sol- RDC	Service	ETG1-2	ETG3-4-5	ETG6-7
	50×50	45×45	45×45	40×40	35×35
Efforts tranchants (kN)	62.274	56.56	56.56	44.579	43.333
Elancement géométrique λ_g	5.28	4.80	4.65	4.80	5.48
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	3.75	2.5	3.75	2.5
A_t zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	10	10	10	10	10
A_t zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	15	15	15	15	15
A_t^{\min} zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	1.15	1.57	1.66	1.40	1.05
A_t^{\min} zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	2.25	2.36	2.49	2.1	1.57
A_{tcal}	1.16	1.76	1.17	1.56	1.16
A_{adp}	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51

VII.1.5.2 Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_c$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} g \\ 5 \end{array} \right. \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_b = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\rho_{se} < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_b = 1 \text{ MPa}$$

Bloc gauche

niv	V_u	b	d	H	H_{poutre}	h_0	l_f	g	ρ_b	τ_b	$\tau_{b adm}$	Cond
En sol RDC	63.379	0.50	0.475	4.08	0.35	3.73	2.64	5.28	0.075	0.27	1.88	CV
Service	56.422	0.45	0.425	3.40	0.35	3.05	2.16	4.80	0.04	0.29	1	CV
ETG 1et2	56.422	0.45	0.425	3.06	0.35	2.71	1.92	4.65	0.04	0.29	1	CV
ETG 3;4et5	45.257	0.40	0.375	3.06	0.35	2.71	1.92	4.80	0.04	0.3	1	CV
ETG 6et7	43.903	0.35	0.325	3.06	0.35	2.71	1.92	5.48	0.075	0.38	1.88	CV

Bloc droit

niv	V_u	b	d	H	H_{poutre}	h_0	l_f	g	ρ_b	τ_b	$\tau_{b adm}$	Cond
En sol RDC	62.274	0.50	0.475	4.08	0.35	3.73	2.64	5.28	0.075	0.26	1.88	CV
Service	56.56	0.45	0.425	3.40	0.35	3.05	2.16	4.80	0.04	0.29	1	CV
ETG 1et2	56.56	0.45	0.425	3.06	0.35	2.71	1.92	4.65	0.04	0.29	1	CV
ETG 3;4et5	44.579	0.40	0.375	3.06	0.35	2.71	1.92	4.80	0.04	0.29	1	CV
ETG 6et7	43.333	0.35	0.325	3.06	0.35	2.71	1.92	5.48	0.075	0.38	1.88	CV

VII.1.4.5 Longueur de scellement pour les deux blocs BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 f_{ct} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

Pour $\phi 16$: $L_s = 65 \text{ c}$

VII.1.4.5 Longueur de la zone nodale pour les deux blocs

$$H' = \max (h/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

Pour poteau (50x50)

$$\text{Entre sol, RDC : } h' = \max (373/6 ; 50 ; 50 ; 60) = 62.16 \quad \Longrightarrow \quad h' = 65\text{cm}$$

Pour poteau (45x45)

$$\text{Service : } h' = \max (305/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \quad \Longrightarrow \quad h' = 60\text{cm}$$

$$\text{NIV 1et2 : } h' = \max (271/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \quad \Longrightarrow \quad h' = 60\text{cm}$$

Pour poteau (40x40)

$$\text{NIV 3,4et5 : } h' = \max (271/6 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \quad \Longrightarrow \quad h' = 60\text{cm}$$

Pour poteau (35x40)

$$\text{NIV 6et7 : } h' = \max (271/6 ; 35 ; 35 ; 60) = 60 \quad \Longrightarrow \quad h' = 60\text{cm}$$

VII.1.5 Vérification à l'ELS**VII.1.5.1 État limite de compression de béton**

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_b et dans les aciers σ_s sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_s$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

a) **Vérification d'une section entièrement comprimée**) On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

) On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

) On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

) Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_s = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{ii} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

VII.1.5.2 Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on doit tout d'abord déterminer la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

L : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 : Est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + P y_2 + q = 0$

Avec

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

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

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

On calcule l'inertie de la section

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_b = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_b$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_b : Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

σ_s : Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

σ_b : Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

σ_b : Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

Bloc gauche

Sections	Sollicitations	N _s (kN)	M _s (kN.m)	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V
50 × 50	N _{max} - M _{cor}	1344.07	1.451	0.028	SEC	5.01	4.9	15		75.1	73.5	348	
	N _{min} - M _{cor}	243.878	-3.573	0.006	SEC	0.76	1.04	15		11.6	15.4	348	
	M _{3max} - N _{cor}	423.522	22.724	0.032	SEC	2.62	0.5	15		37.4	9.47	348	
45 × 45	N _{max} - M _{cor}	1005.46	1.58	0.028	SEC	4.58	4.41	15		68.5	66.3	348	
	N _{min} - M _{cor}	132.479	-2.031	0.006	SEC	0.48	0.7	15		7.47	10.3	348	
	M _{3max} - N _{cor}	236.763	26.714	0.032	SPC	2.53	0	15		34.9	-4.23	348	
40 × 40	N _{max} - M _{cor}	604.994	1.46	0.029	SEC	3.54	3.31	15		92.8	49.9	348	
	N _{min} - M _{cor}	45.74	-0.941	0.0052	SEC	0.19	0.33	15		2.97	4.8	348	
	M _{3max} - N _{cor}	95.937	27.896	0.03	SPC	3.62	0	15		43.9	-74.4	348	
35 × 35	N _{max} - M _{cor}	237.24	1.227	0.03	SEC	1.9	2.46	15		28.1	24.1	348	
	N _{min} - M _{cor}	-1.813	0.545	0.23	SPC	0.09	0	15		0.44	-6.66	348	
	M _{3max} - N _{cor}	28.908	34.181	0.034	SPC	3	0	15		62.8	-251	348	

Bloc droit

Sections	Sollicitations	N _c (kN)	M (kN.m)	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ (MPa)	λ-C	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ (MPa)	λ-C
50 × 50	N _{max} - M _{cor}	1342.33	1.488	0.028	SEC	5.01	4.87	15		75	73.4	348	
	N _{min} - M _{cor}	243.031	-3.595	0.006	SEC	0.75	1.04	15		11.6	15.3	348	
	M _{3max} - N _{cor}	421.997	26.376	0.032	SEC	2.62	0.49	15		37.1	9.6	348	
45 × 45	N _{max} - M _{cor}	1003.81	1.639	0.028	SEC	4.57	4.4	15		68.4	66.2	348	
	N _{min} - M _{cor}	131.827	-2.023	0.006	SEC	0.48	0.7	15		7.46	10.2	348	
	M _{3max} - N _{cor}	235.422	26.677	0.032	SPC	2.54	0	15		34.5	-4.17	348	
40 × 40	N _{max} - M _{cor}	603.663	1.559	0.029	SEC	3.54	3.3	15		92.7	49.8	348	
	N _{min} - M _{cor}	45.214	-0.943	0.0052	SEC	0.18	0.33	15		2.94	4.74	348	
	M _{3max} - N _{cor}	95.289	27.861	0.03	SPC	3.7	0	15		42.9	-76.2	348	
35 × 35	N _{max} - M _{cor}	236.63	1.346	0.03	SEC	1.91	1.59	15		28.2	24.2	348	
	N _{min} - M _{cor}	-1.746	0.56	0.23	SPC	0.09	0	15		0.49	-6.7	348	
	M _{3max} - N _{cor}	29.035	34.111	0.034	SPC	6.79	0	15		62.7	250.6	348	

VII.1.5.3 Condition de non fragilité Art 4.2.1 BAEL 91

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à sa limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_a \geq A_m = 0.23 \frac{f_t}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] d \times b$$

Bloc gauche

Zone		N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm^2)	A adopter (cm^2)	OBS
50x50	$N_{max} - M_{cor}$	1344.07	1.451	0.0001	6.74	20.35	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	243.878	-3.573	-0.015	6.12		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	423.522	22.724	0.053	12.7		C V
45x45	$N_{max} - M_{cor}$	1005.46	1.58	0.0015	5.59	20.35	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	132.479	-2.031	-0.0015	5.47		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	236.763	26.714	0.113	5.09		C V
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	604.994	1.46	0.0024	4.42	14.19	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	45.74	-0.941	-0.002	4.25		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	95.937	27.896	0.29	1.004		C V
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	237.24	1.227	0.005	3.29	10.67	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-1.813	0.545	-0.3	1.61		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	28.908	34.181	1.18	1.20		C V

Bloc gauche

Zone		N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm^2)	A adopter (cm^2)	OBS
50x50	$N_{max} - M_{cor}$	1342.33	1.488	0.001	6.78	20.35	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	243.031	-3.595	-0.014	2.9		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	421.997	26.376	0.062	16.16		C V
45x45	$N_{max} - M_{cor}$	1003.81	1.639	0.0016	5.59	20.35	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	131.827	-2.023	-0.015	5.01		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	235.422	26.677	0.113	5.09		C V
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	603.663	1.559	0.0025	4.42	14.19	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	45.214	-0.943	-0.021	3.74		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	95.289	27.861	0.292	1.01		C V
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	236.63	1.346	0.0057	3.32	10.67	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-1.746	0.56	-0.32	1.59		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	29.035	34.111	1.17	1.20		C V

VII.2 Ferrailage des poutres

VII.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

$$) 1.35G + 1.5Q$$

$$) G + Q \pm E$$

$$) 0.8G \pm E$$

VII.2.2 Recommandation du RPA

Armatures longitudinales

) Pourcentage total minimal

$$A_m = 0.5\% \times b \times h$$

➤ Poutres principales : $A_m = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

➤ Poutres secondaires : $A_m = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

) Pourcentage total maximum

$$A_m = 4\% \times b \times h \quad \text{En zone courante}$$

$$A_m = 6\% \times b \times h \quad \text{En zone de recouvrement}$$

➤ Poutres principales

Zone courante $A_m = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $A_m = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

➤ Poutres secondaires

Zone courante $A_m = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $A_m = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

VII.2.3 Étapes de calcul de ferraillage

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_b}$$

) Calcul du moment réduit à l'ELU :

Si $\mu < \mu_l = 0.392$: la section simplement armée (SSA)

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)

On calcul le moment limite M_1 : $M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_b$, $\Delta M = M_u - M_1$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

VII.2.4 Ferraillage des poutres principales

Bloc gauche

	nature	M(KNm)		Observation	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
P.P	travée	83.546	0.007	S.S.A	7.41	8.01	3HA14+3HA12
	appuis	91.505	0.008	S.S.A	8.12	9.42	6 HA14

Bloc droit

	nature	M(KNm)		Observation	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
P.P	travée	79.769	0.007	S.S.A	7.08	8.01	3HA14+3HA12
	appuis	91.74	0.008	S.S.A	8.14	9.42	6 HA14

VII.2.5 Ferraillage des poutres secondaires

Bloc gauche

	nature	M(KN.m)		Observation	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
P.S	travée	77.844	0.007	S.S.A	6.91	8.01	3HA14+3HA12
	appuis	65.266	0.006	S.S.A	5.79	6.78	6HA12

Bloc droit

	nature	M(KN.m)		Observation	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
P.S	travée	78.416	0.007	S.S.A	6.96	8.01	3HA14+3HA12
	appuis	66.866	0.006	S.S.A	5.92	6.78	6HA12

VII.2.6 Vérifications des poutres à l'ELU

VII.2.6.1 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a > A_m = \frac{0.23 \times b \times d \times f_t}{f_e}$$

) Poutres principales

$$A_m = \frac{0.23 \times 30 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_m$ Condition vérifiée

) Poutres secondaires

$$A_m = \frac{0.23 \times 30 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_m$ Condition vérifiée

VII.2.6.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant Art A.5.1.1,11 BAEL 91 modifiée 99

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^m}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = m \{0.2/\gamma \times f_{t2} ; 5 M\} = \min\{3.33 ; 5\} = 3.33 M$$

Bloc gauche

) Pour les poutres principales

$$\tau_u = \frac{112.220 \times 10^3}{300 \times 325} = 1.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

) Pour les poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{81.342 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée

Bloc droit

) Pour les poutres principales

$$\tau_u = \frac{107.829 \times 10^3}{300 \times 325} = 1.105 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

) Pour les poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{81.424 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée

VII.2.6.3 Influence de l'effort tranchant sur le béton Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99

$$T_u \leq \frac{0.9 \times 0.4 \times b \times d \times f_{t2}}{\gamma_b}$$

Bloc gauche) **Pour les poutres principales**

$$\frac{0.9 \times 0.4 \times 3 \times 3 \times 0.5 \times 2}{1.5} = 5850 \text{ kN} > T_u = 112.22 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

) **Pour les poutres secondaires**

$$\frac{0.9 \times 0.4 \times 3 \times 3 \times 0.5 \times 2}{1.5} = 5850 \text{ kN} > T_u = 81.342 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Bloc droit) **Pour les poutres principales**

$$\frac{0.9 \times 0.4 \times 3 \times 3 \times 0.5 \times 2}{1.5} = 5850 \text{ kN} > T_u = 107.825 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

) **Pour les poutres secondaires**

$$\frac{0.9 \times 0.4 \times 3 \times 3 \times 0.5 \times 2}{1.5} = 5850 \text{ kN} > T_u = 81.424 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.6.4 Influence de l'effort tranchant sur les armatures**Bloc gauche**) **Appuis de rives** Art A.5.1.3.12 BAEL91

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

) **Poutres principales**

$$A_{s_a} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{112.22 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6 \text{ HA14} = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{s_a} \quad \text{Condition vérifiée}$$

) **Poutres secondaires**

$$A_{s_a} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{81.342 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{s_a} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires Art A5.1.3.21 BAEL 91

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime M_u est inférieur à $0.9dV_u$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_{u\ m} + \frac{M_m}{0.9d}$$

$$\text{Donc } A_s \geq (T_u - \frac{M_m}{0.9}) \frac{1}{\sigma_s}$$

) Poutres principales

$$A_s = \left(112.22 - \frac{9.7}{0.9 \times 0.3}\right) \frac{1}{3} \times 10 = -5.79 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

) Poutres secondaires

$$A_s = \left(81.342 - \frac{6.8}{0.9 \times 0.3}\right) \frac{1}{3} \times 10 = -4.23 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Bloc droit

) Appuis de rives Art A.5.1.3.12 BAEL91

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

) Poutres principales

$$A_{s_a} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{107.825 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6 \text{ HA14} = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{s_a} \quad \text{Condition vérifiée}$$

) Poutres secondaires

$$A_{s_a} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{8.4 \times 10^3}{3 \times 100} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{s_a} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires Art A5.1.3.21 BAEL 91

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime M_u est inférieur à $0.9dV_u$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_{u\ m} + \frac{M_m}{0.9d}$$

$$\text{Donc } A_s \geq (T_u - \frac{M_m}{0.9}) \frac{1}{\sigma_s}$$

) **Poutres principales**

$$A_s = \left(107.825 - \frac{9.7}{0.9 \times 0.3}\right) \frac{1}{3} \times 10 = -5.91 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

) **Poutres secondaires**

$$A_s = \left(81.424 - \frac{6.8}{0.9 \times 0.3}\right) \frac{1}{3} \times 10 = -4.23 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.6.5 Entrainement des barres Art A.6.1.3 BAEL 91

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \Sigma} \leq \bar{\tau}_s = \Psi f_{t2}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Bloc gauche

) **Poutres principales**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1.4 \times 3.14 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{112.22 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 263.7} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

) **Poutres secondaires**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1.2 \times 3.14 = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{81.342 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 226.61} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Bloc droit

) **Poutres principales**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1.4 \times 3.14 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{107.825 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 263.7} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

) Poutres secondaires

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1.2 \times 3.14 = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{81.424 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 226.61} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.6.6 Longueur de scellement BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 f_t = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

Pour $\phi 14$: $L_s = 60 c$

Pour $\phi 12$: $L_s = 50 c$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à **0.4 s**

Pour $\phi 14$: $L_c = 25 c$

Pour $\phi 12$: $L_c = 20 c$

VII.2.7 Calcul des armatures transversales

VII.2.7.1 Poutres principales

a) Calcul des espacements RPA version 2003 : Art 7.5.2.2

) Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 8.75; 16.8; 30 \}$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

) **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$$

Soit $S_t = 15$ cm

b) Diamètres des armatures Selon le BAEL91 : Art A.7.2.2

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre doit être comme suite :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min\{10; 12; 30\} = 10 \text{ mm}$$

Donc $\phi_t = 8$ mm

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➔ Selon le RPA version 2003 : Art 7.5.22

$$A_t = 0.0003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

) **Conclusion**

on adopte $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

VII.2.7.2 Poutres secondaires**a) Calcul des espacements** RPA99 version 2003 : Art 7.5.2.2

) **Zone nodale** $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right\} = \min\{8.75; 16.8; 30\}$

Soit $S_t = 8.75$ cm

) **Zone courante** $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$

Soit $S_t = 15$ cm

b) Diamètres des armatures

➔ Selon le BAEL91

Art A7.2.2

$$\phi_t \leq m \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min\{10; 12; 30\} = 10 \text{ m}$$

Donc $\phi_t = 8\text{mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

) Selon le RPA version 2003 : Art 7.7.22

$$A_t = 0.0003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

Conclusion

On adopte $A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

VII.2.7.3 Délimitation de la zone nodale RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

) **Poutre principale** $L' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

) **Poutre secondaire** $L' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VII.2.8 Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

) État limite d'ouverture des fissures.

) État limite de résistance du béton en compression.

) État limite de déformation.

VII.2.8.1 État limite d'ouvertures des fissures Art B.6.3 BAEL 91

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.2.8.2 État limite de résistance du béton en compression Art A.4.5.2 BAEL 91

La contrainte de compression du béton est limité à $0.6 \times f_c$

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

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

On calcul

$$\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_s = \frac{M_{t1}}{\beta \times d \times A_t} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Poutres principales

Bloc gauche

	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	1	1	k ₁	s (MPa)	σ_b (Mpa)	Obs
Travée	22.18	8.01	0.821	0.870	23.46	97.93	4.17	c.v
appuis	66.407	9.42	0.966	0.862	21.23	224.54	10.57	c.v

Bloc droit

	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	1	1	k ₁	s (MPa)	σ_b (Mpa)	Obs
Travée	12.979	8.01	0.821	0.870	23.46	60.72	2.58	c.v
appuis	66.578	9.42	0.966	0.862	21.23	225.12	10.60	c.v

Poutre secondaires**Bloc gauche**

	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	1	1	k ₁	s (MPa)	σ _b (Mpa)	Obs
Travée	28.198	8.01	0.821	0.862	21.23	131.93	6.21	C.V
appuis	32.599	6.78	0.695	0.879	26.32	212.86	8.08	C.V

Bloc gauche

	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	1	1	k ₁	s (MPa)	σ _b (Mpa)	Obs
Travée	28.112	8.01	0.821	0.862	21.23	131.53	6.19	C.V
appuis	32.50	6.78	0.695	0.879	26.32	212.22	8.06	C.V

VII.2.8.3 Vérification de la flèche Art B.6.5.2 BAEL 91

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction on prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

Bloc gauche**➤ Poutre principale**

Dans notre cas la flèche est donnée par **Robot** $f = 0.234$

$$f = 0.234 < \bar{f} = \frac{4}{5} = 0.8 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutre secondaire

Dans notre cas la flèche est donnée par **Robot** $f = 0.218$

$$f = 0.218 < \bar{f} = \frac{4}{5} = 0.8 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Bloc gauche**➤ Poutre principale**

Dans notre cas la flèche est donnée par **Robot** $f = 0.217$

$$f = 0.217 < \bar{f} = \frac{4}{5} = 0.8 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutre secondaire

Dans notre cas la flèche est donnée par **Robot** $f = 0.22$

$$f = 0.22 < \bar{f} = \frac{4}{5} = 0.8 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : la flèche vérifie

VII.2.8.4 Dispositions constructives pour les armatures longitudinales

Pour la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes

La longueur de chapeaux à partir des nœuds d'appuis est au moins égale :

) À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

) À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

VII.3 Ferrailage des voiles

VII.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

-) **Armatures verticales**
-) **Armatures horizontales**
-) **Armatures transversales**

La méthode utilisée est la méthode classique (Exposé de la méthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

-) $1.35G + 1.5Q$
-) $G + Q \pm E$
-) $0.8G \pm E$

Le ferrailage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

-) Zone1 : niveaux : entre sol ; RDC.
-) Zone2 : niveaux : service ; 1 ; 2.
-) Zone3 : niveaux : 3 ; 4 ; 5.
-) Zone 4 : niveaux :6 ;7.

VII.3.2 Exposée de la méthode

a) calcul de l'excentricité : $e = \frac{m}{N}$

b) déterminer le diagramme des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, m), en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_m = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_m = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

Avec : : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

Y : bras de levier ; $Y=L/2$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

c) calcul de la hauteur utile (d) :

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

Trois cas se présentent :

- 1- faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.
- 2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10** .
- 3- en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone

tendue
$$l_t = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_m} L$$

Remarque

Au cours de nos calculs, nous avons constaté que le centre de pression de toutes nos sections se trouve en dehors du segment limité par les armatures, ce qui donne des sections partiellement comprimées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un

exemple de calcul.

d) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = m - N(d - \frac{L}{2})$$

e) ferrailage du voile :

Armatures verticales

$$\sim X \frac{\pi u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{X_b}$$

X_b : 1.15 situation accidentelle ; $\gamma = 0.85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

$$\mu_b < \hat{\mu}_1 \quad \text{SSA;}$$

$$\mu_b > \hat{\mu}_1 \quad \text{SDA}$$

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{1 \cdot \sigma_s}$$

Avec A_V : section des armatures tendue du voile

Remarque

Le reste des armatures verticales occupant la zone courante du trumeau sera déterminé par les conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

f) Armatures horizontales

)] **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10w$.

- $A_H > 0.15\% \times B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

)] **Exigence du BAEL** (Art A.8.2.4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H \geq X \frac{A_V}{4}$$

g) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_v et A_h 0.15% B

-Zone courante : A_v et A_h 0.10% B

h) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

i) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

j) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t^{\text{TM}} \min \{ 1.5e, 30\text{cm}^* \}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

k) **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

-40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

l) **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} \geq 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T \geq 1.4 | V_u$

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.

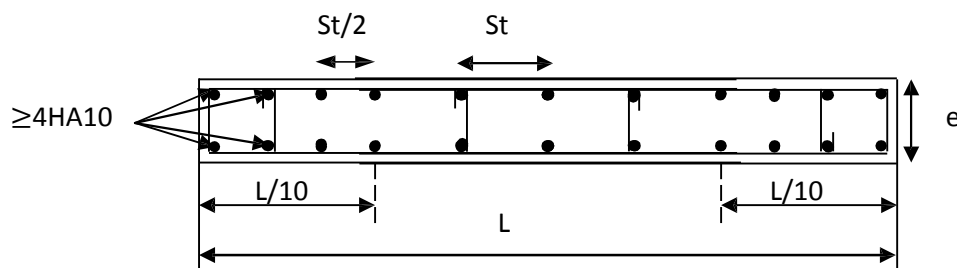


Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

VII.3.2 Vérification

VII.3.2.1 Exigences de RPA 99 (version 2003)

Zone tendue :

- section de la zone tendue : $b | l_t$

- ferraillage de la zone tendue : A_t

On doit vérifier que : $0.2\% b l_t < A_t$

Globalement dans le voile :

Section totale du béton : $S_b = b \times L$

Section totale des armatures : S_a

On doit vérifier que : $\frac{S_a}{S_b} \% \geq 0.15\%$

Zone courante :

La longueur de la zone courante est donnée comme suit : $L - 2L/10$

- Section brute du béton : $8bL/10$

- Section d'armature dans cette zone courante : A_c

On doit vérifier que : $\frac{A_c}{8b} > 0.10\%$

VII.3.2.2 Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\frac{N}{B} \leq \frac{A}{0.6 f_{c28}} \leq \frac{N}{0.6 f_{c28} B}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VII.3.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\frac{V}{b} \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\sigma_u = \frac{V}{b_0 d}$$

$$\sigma_u \leq 1.4 \sigma_{cu}$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\sigma_u \leq \frac{V_u}{b d}$$

Avec :

σ_u : contrainte de cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL91 modifiées 99).

$$\sigma_u \leq 0.15 \frac{f_{cj}}{b} \leq 4 \text{MPa} ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII.3.3 Exemple de calcul : (bloc gauche zone I voile V_{x1})

$N = 255.813 \text{ KN}$; $m = 392.004 \text{ KN.m}$

1) calcul de l'excentricité

$$e = \frac{m}{N} = \frac{392.004}{255.813} = 1.53 \text{m} > (l/2 - 2c) = 1.20/2 - 0.1 = 0.5 \quad \text{SPC}$$

2) déterminer le diagramme des contraintes

$$\sigma_m = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_m = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

$$= b \cdot L = 0.20 \cdot 1.20 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bt^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.2^3}{12} = 0.0288 \text{ m}^4$$

$$Y = L/2 = 1.2/2 = 0.6 \text{ m}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \cdot 8}{0.2} + \frac{3 \cdot 0}{0.0} \mid 0.6 = 9.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \cdot 8}{0.2} - \frac{3 \cdot 0}{0.0} \mid 0.6 = -7.1 \text{ MPa}$$

3) calcul de la longueur de la zone tondue

$$l_t = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_m} L = \frac{9.2}{9.2 + 7.1} 1.20 = 0.68 \text{ m}$$

4) calcul de la hauteur utile (d)

Longueur de la zone d'extrémité : $L/10 = 1.20/10 = 12 \text{ cm}$

Espacement : en zone courante $D_{\text{min}} \sum .5e, 30 \text{ cm}^* = 30 \text{ cm}$

Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante

Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet)

$$d = L - 5 - D/2 = L - 5 - 10/2 = 110 \text{ cm}$$

5) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = m - N(d - \frac{L}{2}) = 392.004 - 255.813(1.1 - \frac{1.2}{2}) = 264.095 \text{ KN.m}$$

$$M = 264.095$$

6) ferrailage du voile

Armatures verticales :

$$\sim X \frac{\pi u}{bd^2 f_{bu}} \text{ AVEC : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{X_b} = \frac{0.85 \mid 25}{0.85 \mid 1.15} X 21.7 \text{ MPa}$$

$$\sim X \frac{\pi u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26409.5}{20 \mid 110^2 \mid 2.17} = 0.05 < \hat{1}_1 \quad \text{SSA}$$

$$s X 0.974$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_V = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{1 \cdot \sigma_s} = \frac{2 \cdot 5}{0.9 \mid 1 \mid 4} + \frac{2 \cdot 8}{1 \mid 4} = 6.23 \text{ cm}$$

Soit $4HA16 = 8.04\text{cm}$

7) Exigences de RPA 99 (version 2003)

a) Zone tendue :

- section de la zone tendue : $b \mid l_t = 0.2 \mid 0.68 = 0.136\text{m}^2$

$$0.2\% b l_t = 2.72\text{cm}^2$$

Ferrailage de la zone tendue : $A_t = 4HA16 + 2 \mid 3HA8 = 11.04\text{cm}^2 > 2.72\text{cm}^2$

Condition vérifiée

b) Globalement dans le voile :

Section totale du béton : $S_b = b \times L = 0.2 \times 1.2 = 0.24\text{m}^2$

Section totale des armatures : $S_a = 2 \times 4HA16 + 2 \times 5HA8 = 21.1\text{cm}^2$

$$\frac{S_a}{S_b} \% = 0.88\% \geq 0.15\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Zone courante :

La longueur de la zone courante : $L - 2L/10 = 8L/10 = 0.96\text{m}$

- Section brute du béton : $8bL/10 = 8 \times 0.2 \times 1.20 / 10 = 1920\text{cm}^2$

- Section d'armature dans cette zone courante : $A_c = 2 \times 5HA8 = 5.02\text{cm}^2$

$$\frac{1}{8b} \frac{c}{1} = \frac{1 \times 5.0}{1} = 2.61\% > 0.10\%$$

8) Armatures horizontales

$$A_h, \quad \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0.15\% B \right)$$

$$A_h, \quad \max \left[\frac{(20.1)}{4} ; \frac{0.15 \mid 120 \mid 20}{100} \right]$$

$$A_h \quad 5.27 \text{ cm}^2$$

En adopte: **7 HA 10** (e=22cm) = **5.49 cm²**

9) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

10) Armatures de coutures

$$A_{vj} \times 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ avec } \bar{V} \times 1.4 V_u$$

$$A_{vj} \times 1.1 \frac{1.4 \mid 275.243 \mid 10}{400} \times 10.59 \text{ cm}^2$$

Soit **10HA12=11.31cm²**

11) Vérification des contraintes

-BAEL 91

$$\sigma_u \times \frac{V_u}{b d} \times \frac{275.243 \mid 10}{20 \mid 110} \times 1.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u \times 1.25 \text{ MPa} \leq \Phi_u^- \times 3.26 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

-RPA 2003

$$\sigma_b \times \frac{V_u}{b d} \times \frac{1.4 \mid 275.243 \mid 10}{20 \mid 110} \times 1.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \times 1.75 \text{ MPa} \leq \Phi_b^- \times 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

12) Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B \Gamma 15.A} \quad \tau_b \times \frac{826.446 \mid 10}{20 \mid 120 \Gamma 15 \times 21.1} \times 3.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \times 3.04 \text{ MPa} \leq \tau_b^- \times 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ Bloc gauche

1) Voile 1

a) Calcul des armatures du voile 1

Zone	N (KN)	m (KN.m)	E (m)	L (m)	obs	σ_m (MPa)	σ_m (MPa)	b (cm)	L_t (m)	L/10 (m)	d (m)	M_t (KN.m)	A_t (cm ²)	choix	A_{adp} (cm ²)	S_t
I	255.813	392.004	1.53	1.20	SPC	9.23	-7.1	20	0.688	0.12	1.10	264.095	6.23	4HA16	8.04	10
II	66.615	349.356	5.25	1.20	SPC	7.55	-7.00	20	0.622	0.12	1.10	316.04	7.42	4HA16	8.04	10
III	28.061	158.134	5.63	1.20	SPC	3.41	-3.17	20	0.518	0.12	1.10	144.1	3.33	4HA12	4.52	10
VI	35.768	86.788	2.42	1.20	SPC	1.95	-1.66	20	0.54	0.12	1.10	68.904	1.58	4HA12	4.52	10

Zone	A_H	choix	A_{adp}	$A_{couture}$	choix	A_{adp}	$A_{Transversale}$
I	5.275	7HA10	5.49	10.59	10HA12	11.31	4 épingles /m ² de HA8
II	5.275	7HA10	5.49	10.39	10HA12	11.31	4 épingles /m ² de HA8
III	3.51	5HA10	3.92	6.42	6HA12	6.78	4 épingles /m ² de HA8
VI	3.51	5HA10	3.92	5.96	6HA12	6.78	4 épingles /m ² de HA8

b) Vérification du voile 1

Zone	0.2%blt (cm ²)	A _{Tt} (cm ²)	choix	0.2%blt < A _{Tt}	S _b (m ²)	S _a (cm ²)	S _a / S _b >0.15%	obs	8bl/10 (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	10A _{sc} /8bl>0.1%	obs
I	2.72	11.04	4HA16+2×3HA8	vérifiée	0.24	21.1	0.88	vérifiée	1920	5.02	2.61	vérifiée
II	2.48	11.04	4HA16+2×3HA8	vérifiée	0.24	21.1	0.88	vérifiée	1920	5.02	2.61	vérifiée
III	2.07	7.52	4HA12+2×3HA8	Vérifiée	0.24	14.07	0.58	vérifiée	1920	5.02	2.61	vérifiée
VI	2.16	7.52	4HA12+2×3HA8	vérifiée	0.24	14.07	0.58	vérifiée	1920	5.02	2.61	vérifiée

Zone	V _u (KN)	σ _u (Mpa)	σ _u ⁻ (Mpa)	Obs σ _u < σ _u ⁻	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	Obs σ _b < σ _b ⁻	N _{SE} (KN)	B (m ²)	A (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	Obs σ _b < σ _b ⁻
I	275.243	1.25	3.26	vérifiée	1.75	5	vérifiée	828.446	0.24	21.1	3.04	15	vérifiée
II	265.95	1.20	3.26	vérifiée	1.69	5	vérifiée	688.709	0.24	21.1	2.53	15	vérifiée
III	166.829	0.75	3.26	vérifiée	1.06	5	vérifiée	479.213	0.24	14.07	1.76	15	vérifiée
VI	154.844	0.70	3.26	vérifiée	0.98	5	vérifiée	223.367	0.24	14.07	0.82	15	vérifiée

2) Voile 2

a) Calcul des armatures du voile 2

Zone	N (KN)	m (KN.m)	E (m)	L (m)	obs	σ_m (MPa)	σ_m (MPa)	b (cm)	L_t (m)	L/10 (m)	d (m)	M_t (KN.m)	A_t (cm ²)	choix	A_{adp} (cm ²)	S_t
I	184.343	746.144	4.05	2.50	SPC	3.94	-3.21	20	1.38	0.25	2.325	547.97	6.01	4HA16	8.04	10
II	19.806	424.199	21.417	2.50	SPC	2.071	-1.99	20	1.27	0.25	2.325	402.91	4.38	4HA12	4.52	10
III	13.471	370.896	27.53	2.50	SPC	1.80	-1.75	20	1.27	0.25	2.325	356.41	4.02	4HA12	4.52	10
VI	18.896	268.766	14.22	2.50	SPC	1.33	-1.25	20	1.29	0.25	2.325	248.45	2.87	4HA12	4.52	10

Zone	A_H	choix	A_{adp}	$A_{couture}$	choix	A_{adp}	$A_{Transversale}$
I	6.53	9HA10	7.06	15.70	11HA14	17.4	4 épingles /m ² de HA8
II	4.77	7HA10	5.49	15.02	10HA14	15.39	4 épingles /m ² de HA8
III	4.77	7HA10	5.49	13.44	10HA12	15.39	4 épingles /m ² de HA8
VI	4.77	7HA10	5.49	11.41	10HA12	15.39	4 épingles /m ² de HA8

b) Vérification du voile 2

Zone	0.2%bl _t (cm ²)	A _{Tt} (cm ²)	choix	0.2%bl _t < A _{Tt}	S _b (m ²)	S _a (cm ²)	S _a / S _b >0.15%	obs	8bl/10 (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	10A _{sc} /8bl>0.1%	obs
I	5.52	13.06	4HA16+2× 5HA8	vérifiée	0.5	26.12	0.52	vérifiée	4000	10.04	2.51	vérifiée
II	5.08	9.54	4HA12+2× 5HA8	vérifiée	0.5	19.08	0.38	vérifiée	4000	10.04	2.51	vérifiée
III	5.08	9.54	4HA12+2× 5HA8	Vérifiée	0.5	19.08	0.38	vérifiée	4000	10.04	2.51	vérifiée
VI	5.16	9.54	4HA12+2× 5HA8	vérifiée	0.5	19.08	0.38	vérifiée	4000	10.04	2.51	vérifiée

Zone	V _u (KN)	σ _u (Mpa)	σ _u ⁻ (Mpa)	Obs σ _u < σ _u ⁻	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	Obs σ _b < σ _b ⁻	NSE (KN)	B (m ²)	A (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	Obs σ _b < σ _b ⁻
I	407.929	0.88	3.26	vérifiée	1.25	5	vérifiée	960.454	0.5	26.12	1.78	15	vérifiée
II	390.382	0.84	3.26	vérifiée	1.18	5	vérifiée	809.256	0.5	19.08	1.53	15	vérifiée
III	349.146	0.75	3.26	vérifiée	1.05	5	vérifiée	557.048	0.5	19.08	1.05	15	vérifiée
VI	296.266	0.64	3.26	vérifiée	0.89	5	vérifiée	245.827	0.5	19.08	0.47	15	vérifiée

➤ Bloc droit

1) Voile 1

a) Calcul des armatures du voile 1

Zone	N (KN)	m (KN.m)	E (m)	L (m)	obs	σ_m (MPa)	σ_m (MPa)	b (cm)	L _t (m)	L/10 (m)	d (m)	M _t (KN.m)	A _t (cm ²)	choix	A _{adp} (cm ²)	S _t
I	348.72	420.079	1.20	1.20	SPC	10.21	-7.30	20	0.70	0.12	1.10	245.72	5.80	4HA16	8.04	10
II	71.797	316.051	4.40	1.20	SPC	6.88	-6.28	20	0.63	0.12	1.10	280.15	6.72	4HA16	8.04	10
III	27.141	157.875	5.81	1.20	SPC	3.40	-3.17	20	0.62	0.12	1.10	144.31	3.40	4HA12	4.52	10
VI	34.951	82.787	2.36	1.20	SPC	1.87	-1.58	20	0.65	0.12	1.10	65.31	1.50	4HA12	4.52	10

Zone	A _H	choix	A _{adp}	A _{couture}	choix	A _{adp}	A _{Transversale}
I	5.275	7HA10	5.49	10.97	10HA12	11.31	4 épingles /m ² de HA8
II	5.275	7HA10	5.49	9.74	10HA12	11.31	4 épingles /m ² de HA8
III	3.51	5HA10	3.92	6.47	6HA12	6.78	4 épingles /m ² de HA8
VI	3.51	5HA10	3.92	5.61	6HA12	6.78	4 épingles /m ² de HA8

b) Vérification du voile 1

Zone	0.2%bl _t (cm ²)	A _{Tt} (cm ²)	choix	0.2%bl _t < A _{Tt}	S _b (m ²)	S _a (cm ²)	S _a / S _b >0.15%	obs	8bl/10 (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	10A _{sc} /8bl>0.1%	obs
I	2.8	11.04	4HA16+2×3HA8	vérifiée	0.24	21.1	0.88	vérifiée	1920	5.02	2.61	vérifiée
II	2.52	11.04	4HA16+2×3HA8	vérifiée	0.24	21.1	0.88	vérifiée	1920	5.02	2.61	vérifiée
III	2.48	7.52	4HA12+2×3HA8	Vérifiée	0.24	14.07	0.58	vérifiée	1920	5.02	2.61	vérifiée
VI	2.6	7.52	4HA12+2×3HA8	vérifiée	0.24	14.07	0.58	vérifiée	1920	5.02	2.61	vérifiée

Zone	V _u (KN)	σ _u (Mpa)	σ _u ⁻ (Mpa)	Obs σ _u < σ _u ⁻	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	Obs σ _b < σ _b ⁻	N _{SE} (KN)	B (m ²)	A (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	Obs σ _b < σ _b ⁻
I	285.13	1.29	3.26	vérifiée	1.81	5	vérifiée	814.55	0.24	21.1	2.99	15	vérifiée
II	253.13	1.15	3.26	vérifiée	1.61	5	vérifiée	675.63	0.24	21.1	2.49	15	vérifiée
III	168.15	0.76	3.26	vérifiée	1.07	5	vérifiée	462.793	0.24	14.07	1.77	15	vérifiée
VI	145.97	0.66	3.26	vérifiée	0.92	5	vérifiée	202.004	0.24	14.07	0.77	15	vérifiée

2) Voile 2

a) Calcul des armatures du voile 2

Zone	N (KN)	m (KN.m)	E (m)	L (m)	obs	σ_m (MPa)	σ_m (MPa)	b (cm)	L_t (m)	L/10 (m)	d (m)	M_t (KN.m)	A_t (cm ²)	chois	A_{adp} (cm ²)	S_t
I	97.239	721.385	7.41	2.50	SPC	3.65	-3.26	20	1.32	0.25	2.325	616.85	6.74	4HA16	8.04	10
II	17.286	397.466	22.99	2.50	SPC	1.94	-1.87	20	1.27	0.25	2.325	360.88	3.92	4HA12	4.52	10
III	10.286	345.461	33.58	2.50	SPC	1.67	-1.63	20	1.27	0.25	2.325	334.40	3.62	4HA12	4.52	10
VI	22.937	256.372	11.17	2.50	SPC	1.27	-1.18	20	1.30	0.25	2.325	231.71	2.51	4HA12	4.52	10

Zone	A_H	chois	A_{adp}	$A_{couture}$	chois	A_{adp}	$A_{Transversale}$
I	6.53	9HA10	7.06	14.11	11HA14	17.4	4 épingles /m ² de HA8
II	4.77	7HA10	5.49	13.52	10HA14	15.39	4 épingles /m ² de HA8
III	4.77	7HA10	5.49	12.80	10HA12	15.39	4 épingles /m ² de HA8
VI	4.77	7HA10	5.49	10.49	10HA12	15.39	4 épingles /m ² de HA8

b) Vérification du voile 2

Zone	0.2%bl _t (cm ²)	A _{Tt} (cm ²)	choix	0.2%bl _t < A _{Tt}	S _b (m ²)	S _a (cm ²)	S _a / S _b >0.15%	obs	8bl/10 (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	10A _{sc} /8bl>0.1%	obs
I	5.28	13.06	4HA16+2×5HA8	vérifiée	0.5	26.12	0.52	vérifiée	4000	10.04	2.51	vérifiée
II	5.08	9.54	4HA12+2×5HA8	vérifiée	0.5	19.08	0.38	vérifiée	4000	10.04	2.51	vérifiée
III	5.08	9.54	4HA12+2×5HA8	Vérifiée	0.5	19.08	0.38	vérifiée	4000	10.04	2.51	vérifiée
VI	5.2	9.54	4HA12+2×5HA8	vérifiée	0.5	19.08	0.38	vérifiée	4000	10.04	2.51	vérifiée

Zone	V _u (KN)	σ _u (Mpa)	σ _u ⁻ (Mpa)	Obs σ _u < σ _u ⁻	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	Obs σ _b < σ _b ⁻	N _{SE} (KN)	B (m ²)	A (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	Obs σ _b < σ _b ⁻
I	366.665	0.78	3.26	vérifiée	1.11	5	vérifiée	958.198	0.5	26.12	1.78	15	vérifiée
II	339.027	0.72	3.26	vérifiée	1.02	5	vérifiée	805.988	0.5	19.08	1.52	15	vérifiée
III	332.64	0.71	3.26	vérifiée	1.0	5	vérifiée	549.956	0.5	19.08	1.04	15	vérifiée
VI	272.53	0.58	3.26	vérifiée	0.82	5	vérifiée	234.094	0.5	19.08	0.44	15	vérifiée

Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol.

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

-) Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
-) Une force horizontale : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
-) Un moment : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

-) Les semelles continues sous murs,
-) Les semelles continues sous poteaux,
-) Les semelles isolées,
-) Les radiers.

b) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

-) Les pieux.
-) Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.2 Etude du sol

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.5 bars (sol ferme).

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

VIII.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

-) La Nature de l'ouvrage à fonder.
-) La nature du terrain et sa résistance.
-) Profondeur du bon sol.
-) Le tassement du sol.
-) Facilité d'exécution.
-) Economie.

Remarque

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

VIII.3.1 Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \mid B \mid \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} \times \frac{A}{B} \times k = \frac{45}{45} \times 1$$

d'ou A X B

Alors B | $\sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Application numérique :

➤ **Bloc gauche**

$$N_{ser} = 1233.607 \text{ kN}; \quad \dagger_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$B \mid \sqrt{\frac{1417.322}{250}} = 2.38 \text{ m} \quad A = B = 2.38 \text{ m}$$

➤ **Bloc droit**

$$N_{ser} = 1230.469 \text{ kN}; \quad \dagger_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$B \mid \sqrt{\frac{1417.415}{250}} = 2.38 \text{ m} \quad A = B = 2.38 \text{ m}$$

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

VIII.3.2 Semelles filantes

a) **Semelles sous poteaux**

) **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

) **Etape de calcul**

-détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

-détermination des coordonnées de la structure R :

$$e_X = \frac{\sum N_i \mid e_i \Gamma \quad M_i}{R};$$

Avec : e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$e_{TM} \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} \times \frac{R}{L} \left(1 \Gamma \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) \times \frac{R}{L} \left(1 \Gamma \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{min} \times \frac{R}{L} \left(1 Z \frac{6e}{L}\right)$$

Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \mid \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{sol}$$

) **Exemple de calcul**

➤ **Bloc gauche**

Tableau VIII.1

Poteaux	N _i (G+Q)	Moment	e _i (m)	N _i × e _i	M _i + N _i × e _i
A	708.208	0.136	5.025	3558.75	3558.89
B	1233.607	0.195	1.025	1264.45	1265.47
C	1417.322	0.639	-2.975	-4216.53	-4215.891
Total	3358.852	/	/	/	608.469

On obtient

$$R \times N_i \times 3358.852 \text{ kN}$$

$$e \times \frac{N_i \mid e_i \Gamma}{R} \times \frac{M_i}{3358.852} \times 0.18 \text{ m}$$

$e \times 0.18 \Phi \frac{10.05}{6} \times 1.675$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} \times \frac{3358.852}{10.05} \left(1 \Gamma \frac{6 \mid 0.18}{10.05}\right) \times 370.13 \text{ kN/ml}$$

$$q_{min} \times \frac{3358.852}{10.05} \left(1 Z \frac{6 \mid 0.18}{10.05}\right) \times 298.30 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) \times \frac{3358.852}{10.05} \left(1 \Gamma \frac{3 \times 0.18}{10.05}\right) \times 352.17 \text{ kN/ml}$$

$$B \mid \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\text{sol}} \times \frac{352.17}{250} \times 1.40 \text{ m on prend } B = 1.40 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1.40 \mid 10.05 \times 14.07 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_P :

$$S_{Pg} = (14.07 \mid 5) \times 70.35 \text{ m}^2$$

➤ **Bloc droit**

Tableau VIII.2

Poteaux	$N_i (G+Q)$	Moment	$e_i (m)$	$N_i \times e_i$	$M_i + N_i \times e_i$
A	704.664	-0.104	5.025	3540.94	3540.84
B	1230.469	-0.110	1.025	1261.23	1261.12
C	1417.415	-0.578	-2.975	-4216.81	-4217.39
Total	3352.548	/	/	/	584.57

On obtient

$$R \times N_i \times 3351.89 \text{ kN}$$

$$e \times \frac{N_i \mid e_i \Gamma}{R} \frac{M_i}{3352.56} \times 0.17 \text{ m}$$

$$e \times 0.17 \Phi \frac{10.05}{6} \times 1.675 \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} \times \frac{3351.89}{10.05} \left(1 \Gamma \frac{6 \mid 0.17}{10.05}\right) \times 367.37 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} \times \frac{3351.89}{10.05} \left(1 Z \frac{6 \mid 0.17}{10.05}\right) \times 299.67 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) \times \frac{3351.89}{10.05} \left(1 \Gamma \frac{3 \times 0.17}{10.05}\right) \times 350.45 \text{ kN/ml}$$

$$B \mid \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} \times \frac{350.45}{250} \times 1.40 \text{ m on prend } B = 1.40 \text{ m}$$

D'où :

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1,40 \mid 10.05 \times 14.07 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_P :

$$S_{Pd} = (14.07 \mid 5) \times 70.35 \text{ m}^2$$

b) Semelles sous Voiles

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \mid \frac{N_s}{S} \times \frac{G \mid Q}{B \mid L} \quad B \mid \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \mid L}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0.25 Mpa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Bloc gauche**

) **Sens x-x**

Tableau VIII.3

Voiles	N _i (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
VX1	539.884	1.20	1.80	2.16
VX2	273.453	1.20	0.91	1.092
VX3	536.190	1.20	1,78	2.136
VX4	310.952	1.20	1.036	1.24
VX5	805.466	1.20	2.68	3.22
VX6	826.446	1.20	2.75	3.3

) **Sens y-y**

Tableau VIII.4

Voiles	N _i (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
V _{X1}	958.284	2.50	1.53	3.84
V _{X2}	755.065	2.50	1.21	3.025
V _{X3}	960.454	2.50	1.54	3.85
V _{X4}	798.142	2.50	1.28	3.2
V _{X5}	356.687	1.20	0.57	0.684

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles sont :

$$S_{Vg} = \sum B_i \cdot L_i = 27.747 \text{ m}^2$$

➤ **Bloc droit**

) **Sens x-x**

Tableau VIII.5

Voiles	N _i (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
VX1	534.275	1.20	1.98	2.137
VX2	297.564	1.20	0.99	1.19
VX3	540.069	1.20	1.80	2.16
VX4	274.566	1.20	0.92	1.098
VX5	814.55	1.20	2.72	3.25
VX6	805.812	1.20	2.68	3.22

) **Sens y-y**

Tableau VIII.6

Voiles	N _i (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
V _{X1}	951.215	2.50	1.52	3.80
V _{X2}	770.474	2.50	1.23	4.08
V _{X3}	958.198	2.50	1.53	3.83
V _{X4}	752.829	2.50	1.2	3.01

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles sont :

$$S_{Vd} = \sum B_i \cdot L_i = 27.775 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = \sum S_{Pg} + \sum S_{Pd} + \sum S_{Vg} + \sum S_{Vd} = 70.35 + 70.35 + 27.747 + 27.775 = 196.22 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{\text{batiment}}}$

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} \times \frac{196.22}{279.54} \times 70\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

Conclusion

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{\text{sol}} \times 2.5 \text{bars}$), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 70% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.4 Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VIII.4.1 Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25cm.

Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voile

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$L_{\text{max}} = 4.00 \text{ m} ; 50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : $h = 80\text{cm}$.

b) Sous poteau

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

Une hauteur minimale de 25cm

$$L_{\max} = 4.00\text{m} ; h_d \mid \frac{400}{20} \times 20\text{cm}$$

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

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \mid \frac{400}{10} \times 40\text{cm} \text{ on prend } h_n = 80\text{cm}$$

c) La largeur de la nervure

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad \longrightarrow \quad 32\text{cm} \leq b_n \leq 56\text{cm}$$

On prend : $b_n = 50\text{cm}$

d) Calcul de la hauteur élastique

$$L_e \times \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \mid \frac{2}{f} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{f}{2} L_e \mid \text{Ce qui conduit à } h \mid \sqrt[3]{\frac{2}{f} L_{\max}^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section.

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \mid \sqrt[3]{\frac{2}{4} \times 4^4 \mid \frac{3 \times 40}{10818.865}} \times 0.77 \text{ m}$$

Soit : $h=80$ cm.

e) **Epaisseur de la dalle flottante**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_f \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{Dalle sur 4 appuis})$$

$$8 \leq h_f \leq 10 \quad \text{Soit } h_f = 10$$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

1. **Hauteur des nervures suivant les deux sens** $h_n = 80$ cm;

-Largeur de la nervure : $b_n = 50$ cm.

-Hauteur de la dalle : $h_d = 25$ cm.

- Hauteur de la dalle flottante : $h_f = 10$

2. **Les charges**

➤ **Bloc gauche**

La charge permanente totale à la base $G_g = 16634.574$ k .

La charge d'exploitation totale à la base $Q_g = 2548.250$ kN

➤ **Bloc droit**

La charge permanente totale à la base $G_d = 16224.676$ k .

La charge d'exploitation totale à la base $Q_d = 2534$ kN

➤ **La charge permanente totale à la base pour les deux blocs :**

$$G_g + G_d = 16634.574 + 16224.676 = 32859.25 \text{ k}$$

➤ **La charge d'exploitation totale à la base pour les deux blocs :**

$$Q_g + Q_d = 2548.250 + 2534 = 5082.25 \text{ k}$$

3. **Les combinaisons**

$$L'ELU : N = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 32859.25 + 1.5 \times 5082.25 = 51983.36 \text{ kN}$$

$$L'ELS : N = G + Q = 32859.25 + 5082.25 = 37941.5 \text{ kN}$$

VIII.4.2 Caractéristiques du radier

a) Surface du radier

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \mid \frac{N_u}{1.33 \cdot \gamma_{\text{sol}}} \times \frac{51983.36}{1.33 \mid 250} \times 156.34 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \mid \frac{N_s}{\gamma_{\text{sol}}} \times \frac{37941.5}{250} \times 151.77 \text{ m}^2.$$

$$S = \max(S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 156.34 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} \times 279.54 \text{ m}^2 \Psi S_{\text{radier}} \times 156.77 \text{ m}^2.$$

D'après le BAEL91, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur $d_{\text{déb}}$ avec :

$$d_{\text{déb}} \mid \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \times \frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}.$$

Avec :

h : hauteur du radier Soit un débord de 40 cm.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{déb}} = 279.54 + 77.8 \times 0.4 = 310.66 \text{ m}^2.$$

b) Poids total du radier

G_r = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de la dalle flottante
+ poids de T.V.O

$$G_d = 310.66 \times 0.25 \times 25 = 1941.63 \text{ kN}$$

$$G_n = 0.5 \times 25 \times (0.8 - 0.25) \times (10.85 \times 10 + 29.1 \times 4) = 1546.19 \text{ k}$$

$$G_{d_f} = 310.66 \times 0.1 \times 25 = 776.65 \text{ kN}$$

$$G_{T.V.O} = [(0.8 - 0.25) \times 310.66 - 61.85] \times 17 = 1853.22 \text{ k}$$

$$G_r = 1941.63 + 1546.19 + 776.65 + 1853.22 = 6117.69 \text{ k}$$

) Poids totale de l'ouvrage

$$G_T = G_r + G_s = 6117.69 + 32859.25 = 38976.94 \text{ k}$$

J) **Surcharge total**

$$Q_T = Q_r + Q_s = 2.5 \times 310.66 + 5082.25 = 5858.9k$$

c) **Les combinaisons d'actions**

$$L'ELU : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 38976.94 + 1.5 \times 5858.9 = 61407.22 k$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 38976.94 + 5857.9 = 44834.84 k$$

d) **Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL91 Art A.5.1.1**

$$\tau_u \leq \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \min \left(\frac{0.15}{x_b} f_{c28}; 4MPa \right) \leq 2.5MPa$$

$$b = 1m ; d = 0.9h_d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_{um} = \frac{q_u \times L_m}{2} = \frac{N_u \times b \times L_m}{2 \times S_r} = \frac{6152.65 \times 1 \times 4}{2 \times 310.66} = 396.27 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{396.27 \times 10}{100 \times 22.5} = 1.76M$$

$$\tau_u = 1.76 M < \tau_u = 2.5 M \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) **Vérification à l'effort sous pression**

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire la condition suivante :

$$P > \gamma_w \times S \times Z \times f_s$$

P : Poids total a la base du radier.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $f_s = 1.5$.

Z : Profondeur de l'infrastructure $Z = 0.8 \text{ m}$.

$$P = G_r + G_s = 38976.94 k$$

$$\gamma_w \times S \times Z \times f_s = 10 \times 310.66 \times 1 \times 1.5 = 4659.9 k$$

$$P = 38976.94 k > \gamma_w \times S \times Z \times f_s = 4659.9k \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) **Vérification au poinçonnement BAEL : Art A.5.2.42**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$Q_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c2}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

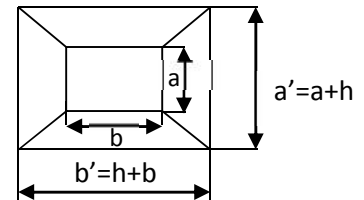
u_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$u_c = (a + b + 2h) \times 2$$

a : Épaisseur du voile ou de poteau.

b : Largeur du poteau ou de voile (une bande de 1 m).

h : Épaisseur totale du radier.



) Vérification pour les poteaux

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité $Q_u = 1962.476 k$

$$u_c = (0.50 + 0.50 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.2$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c2} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 5.2 \times 1 \times 25 \times 10^3 = 3900 k$$

$$1962.476 k < 3900 k$$

Condition vérifiée

) Vérification pour les voiles

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité pour une bande de largeur $b =$

$$1 m Q_u =$$

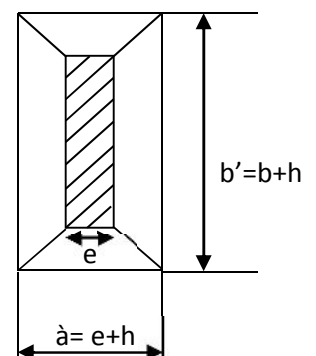
$$Q_u = 1316.187 k \quad L = 2.50 m$$

$$u_c = (0.20 + 1 + 2 \times 0.80) \times 2 = 5.6$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c2} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times 25 \times 10^3 = 3360 k$$

$$Q_u = 1316,187 k / m < 3360 k$$

Condition vérifiée



g) Centre de gravité de la semelle du radier

$$X_G = X \frac{S_i X_i}{S_i} = 14.83 m ; Y_G = Y \frac{S_i Y_i}{S_i} = 5.27 m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

i) Moments d'inertie de la semelle du radier

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + \Gamma S_i (X_i - X_G)^2) = 3177.25 m^2$$

$$I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + \Gamma S_i (Y_i - Y_G)^2) = 23995.40 m^2$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + \Gamma T_0 h$$

Avec :

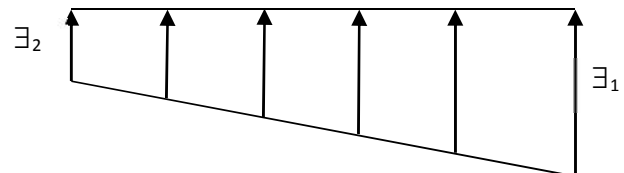
M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

ELU : $\sigma_m \leq 1.33 \sigma_{sol}$

ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}$

Calcul des moments

$M_x = 1392.17 + 1791.72 \times 0.8 = 2825.55 \text{ KN.m}$

$M_y = 1659.25 + 1001.57 \times 0.8 = 2460.51 \text{ KN.m}$

➤ **Sens longitudinal**

A l'ELU : $M_x = 2825.55 \text{ KN.m}, N_u = 61407.22 \text{ KN.m}$.

$$\dagger_1 X \frac{N_u}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_x}{I_{yy}} V_x X \frac{61407.22}{310.66} \Gamma \frac{2825.55}{23995.40} (14.83) X 199.41 \text{ kN/m}^2$$

$$\dagger_2 X \frac{N_u}{S_{rad}} Z \frac{M_x}{I_{yy}} V_x X \frac{61407.22}{310.66} Z \frac{2825.55}{23995.40} (14.83) X 195.92 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\dagger_m X \frac{3 | 199.41 \Gamma 195.92}{4} X 198.53 \text{ kN/m}^2$$

$$\dagger_m X 198.53 \Phi 1.33 | 250 = 332.5 \quad \Longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS: $M_x = 2825.55 \text{ KN.m}$, $N_s = 44834.84 \text{ KN.m}$.

$$\dagger_1 X \frac{N_s}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_x}{I_{yy}} V_x X \frac{44834.84}{310.66} \Gamma \frac{2825.55}{23995.40} (14.83) X 146.06 \text{ kN/m}^2$$

$$\dagger_2 X \frac{N_s}{S_{rad}} Z \frac{M_x}{I_{yy}} V_x X \frac{44834.84}{310.66} Z \frac{2825.55}{23995.40} (14.83) X 142.57 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\dagger_m X \frac{3 | 146.06 \Gamma 142.57}{4} X 145.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\dagger_m X 145.18 \Phi 250 \quad \Longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal:**

A l'ELU: $M_y = 2460.51 \text{ KN.m}$, $N_u = 61407.22 \text{ KN.m}$.

$$\dagger_1 X \frac{N_u}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_y}{I_{xx}} V_y X \frac{61407.22}{310.66} \Gamma \frac{2460.51}{3177.27} (5.27) X 201.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\dagger_2 X \frac{N_u}{S_{rad}} Z \frac{M_y}{I_{xx}} V_y X \frac{61407.22}{310.66} Z \frac{2460.51}{3177.27} (5.27) X 193.58 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\dagger_m X \frac{3 | 201.75 \Gamma 193.58}{4} X 200.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\dagger_m X 200.95 \Phi 1.33 | 250 = 332.5 \quad \Longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS: $M_y = 2825.55 \text{ KN.m}$, $N_s = 44834.84 \text{ KN.m}$.

$$t_1 \times \frac{N_s}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_y}{I_{xx}} V_y \times \frac{44834.84}{310.66} \Gamma \frac{2460.51}{3177.25} (5.27) \times 148.4 \text{ kN/m}^2$$

$$t_2 \times \frac{N_s}{S_{rad}} Z \frac{M_y}{I_{xx}} V_y \times \frac{44834.84}{310.66} Z \frac{2460.51}{3177.25} (5.27) \times 140.24 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$t_m \times \frac{3 \sqrt{148.4 \Gamma 140.24}}{4} \times 146.36 \text{ kN/m}^2$$

$t_m \times 146.36 \Phi 250 \implies$ Condition vérifiée.

VIII.4.3 Ferrailage du radier

VIII.4.3.1 Ferrailage du panneau

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armature, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage on utilisera la méthode des panneaux encastré sur 4 appuis.

a) Calcul des sollicitations

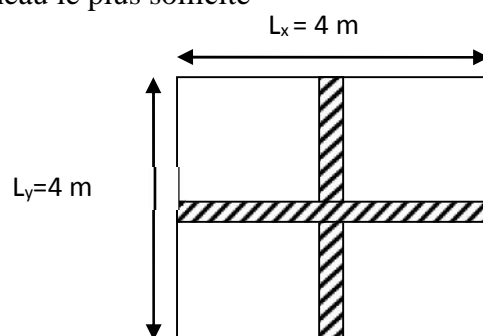
L'ELU

$$q_u = \left(\frac{m}{m} - \frac{G_r}{S_r} \right) = 200.95 - \frac{6117.69}{310.66} = 181.25 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS

$$q_s = \left(\frac{m}{m} - \frac{G_r}{S_r} \right) = 146.36 - \frac{6117.69}{310.66} = 126,67 \text{ kN/m}^2$$

Identification du panneau le plus sollicité



FigVIII.2 : Dimensions du panneau de dalle.

Les tableaux de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x , μ_y .

$$x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$0.4 < x = 0.8 < 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Moment isostatique

$$M_0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0368 \times 181.25 \times 4^2 = 106.72 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = \mu_y \times M_0 = 1 \times 106.72 = 106.72 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés sont minorés comme suite :

En travée : $0.75M_x$ et $0.85M_y$

Aux appuis : $0.5M_0$

b) Ferrailage

) Ferrailage dans le sens x-x

Sur appuis

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 106.72 = 53.36 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_b} = \frac{53.36 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.074 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.074 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{53.36 \times 10^3}{0.962 \times 22.5 \times 348} = 7.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 7 HA 12 = 7,91cm²/ml avec un espacement de 14 cm

En travée

$$M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 106.72 = 80.04 \text{ k.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_b} = \frac{80.04 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.111 < 0.392 \Rightarrow \text{S}$$

$$\mu = 0.111 \Rightarrow \beta = 0.941$$

$$A_{t.} = \frac{M_{t.}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{80.04 \times 10^3}{0.941 \times 22.5 \times 348} = 10.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 8 HA 14 = 12.31 cm²/ml avec un espacement de 12.5 cm

) **Ferraillage dans le sens y-y**

Sur appuis

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 106.72 = 53.36 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_b} = \frac{53.36 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.074 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.074 \Rightarrow \mu' = 0.962$$

$$A_a = \frac{M_a}{\mu' \times d \times \sigma_s} = \frac{53.36 \times 10^3}{0.962 \times 22.5 \times 348} = 7.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 7 HA 12 = 7.91cm²/ml avec un espacement de 14 cm

En travée

$$M_{t.} = 0.85M_0 = 0.85 \times 106.72 = 80.04 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t.}}{bd^2f_b} = \frac{80.04 \times 10^3}{100 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.111 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.111 \Rightarrow \mu' = 0.941$$

$$A_{t.} = \frac{M_{t.}}{\mu' \times d \times \sigma_s} = \frac{80.04 \times 10^3}{0.941 \times 22.5 \times 348} = 10.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 8 HA 14 = 12.31 cm²/ml avec un espacement de 12.5 cm

Récapitulation du ferraillage

Tableau VIII.7

	Sens x-x		Sens y-y	
Armatures en appuis	7HA12	e=14 cm	7 HA12	e=14 cm
Armatures en travée	8HA14	e=12.5 cm	8HA14	e=12.5 cm

Remarque

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

c) Les vérifications

À l'ELU

J Condition de non fragilité Art B.7.4 BAEL 91

$$W_x \leq W_0 \frac{3 - x}{2}$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_m}{bh} \Rightarrow A_m = W_x \times b \times h$$

$$W_x \leq 0.0008 \frac{3 - 1}{2} = 8 \times 10^{-4}$$

$$A_m = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$(A_u, A_t) > A_m$$

Condition vérifiée

J Espacement des armatures Art A.8.42 BAEL91

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ La direction la plus sollicitée x-x

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm})$$

$$S_t = 14 \text{ cm} < (60\text{cm} ; 25\text{cm}) \text{ Condition vérifiée}$$

➤ La direction perpendiculaire à la plus sollicitée y-y

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t = 14 \text{ cm} < (90\text{cm} ; 33\text{cm})$$

J Vérification à l'état limite de service

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\dots \mu_x \frac{l_x}{l_y} \mu_y \quad \mu_x = 0.0442$$

Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0442 \times 126.67 \times 4^2 = 89.58 \text{ kN.m.}$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x} = 89.58 \text{ kN.m}$$

➤ Sens x-x

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 44.79 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 67.18 \text{ kN.m.}$

➤ Sens y-y

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 44.79 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 67.18 \text{ kN.m.}$

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\frac{\mu_x}{d} \leq \frac{\gamma}{2} \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

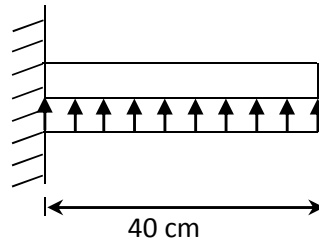
Tableau VIII.8

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	53.36	44.79	1.19	0.074	0.0962	0.345	Vérifiée
	Travée	80.04	67.18	1.19	0.111	0.1475	0.345	Vérifiée
Y- Y	Appuis	53.36	44.79	1.19	0.074	0.0962	0.345	Vérifiée
	Travée	80.04	67.18	1.19	0.111	0.1475	0.345	Vérifiée

VIII.4.3.2 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie (Fig.XI.1).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.



FigVIII.3: Schéma statique du débord

a) Sollicitations de calcul

➤ A l'E.L.U $q_u = 181.25 / \text{ml}$;

$$M_u \times \frac{Zq_u l^2}{2} \times \frac{Z181.25 | 0.4^2}{2} \times 14.5 \text{ kN.m} ;$$

➤ A l'E.L.S $q_s = 126.67 \text{ kN/ml}$;

$$M_s \times \frac{Zq_s l^2}{2} \times \frac{Z126.67 | 0.4^2}{2} \times 10.13 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des armatures

$b = 1 \text{ m}$, $d = 22.5 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$, $\Xi_s = 348 \text{ Mpa}$.

$$\sim_u \times \frac{M_u}{b d^2 \uparrow_b} \times \frac{14.5 | 10^3}{100 | (22.5)^2 | 14.2} \times 0.02 \Phi \sim_R \times 0.392$$

$$\sim_u \times 0.02 | s_u \times 0.99$$

$$A_u \times \frac{M_u}{s_u d \uparrow_s} \times \frac{14.5 | 10^3}{0.99 | 22.5 | 348} \times 1.87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 6 HA 10 = 4,71 cm². Avec e=16cm

c) Armatures de répartition

$$S_t \times \frac{A}{4} \times \frac{4.71}{4} \times 1.178 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA 10 = 2.35 cm². Avec e=13cm

d) Vérification à l'E.L.U

$$A_{\min} \times \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \times \frac{0.23 | 100 | 22.5 | 2.1}{400} \times 2.72 \text{ cm}^2.$$

$$A = 2.72 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

e) Vérification à l'E.L.S

$$\times \times \frac{M_u}{M_s} \times \frac{14.5}{10.13} \times 1.43$$

$$\Gamma \times 0.0252 \Phi \frac{\times Z1}{2} \Gamma \frac{25}{100} \times 0.465$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'E.L.S

VIII.4.5.2 Ferrailage des nervures**a) Détermination des sollicitations****ELU**

$$q_u = \left(\frac{m}{m} - \frac{G_r}{S_r} \right) = 200.95 - \frac{6117.69}{310.66} = 181.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

ELS

$$q_s = \left(\frac{m}{m} - \frac{G_r}{S_r} \right) = 146.36 - \frac{6117.69}{310.66} = 126.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Remarque

) Le rapport $0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

) Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

) Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

$$\left. \begin{aligned} \text{Moment fléchissant : } I_m &= I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right) \\ \text{Effort tranchant : } I_t &= I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right) \end{aligned} \right\} \text{ pour une charge trapézoïdale}$$

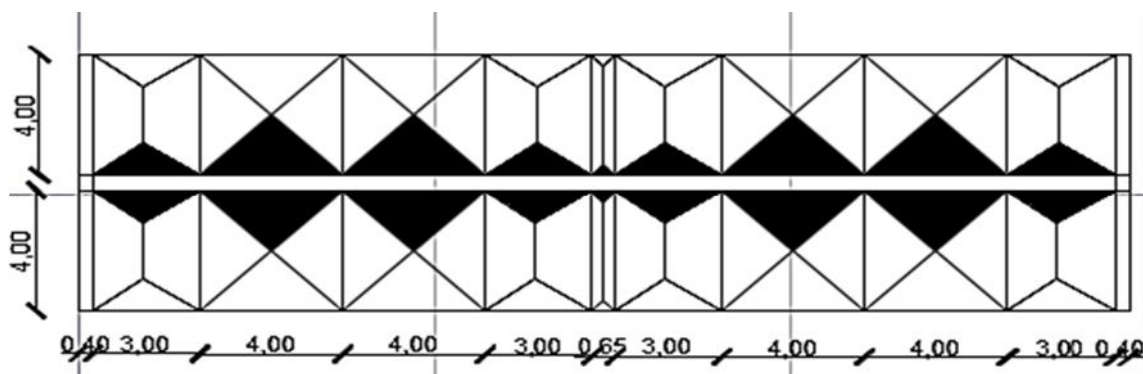
$$\left. \begin{aligned} \text{Moment fléchissant : } I_m &= 0.3 I_x \\ \text{Effort tranchant : } I_t &= 0.2 I_x \end{aligned} \right\} \text{ pour une charge triangulaire}$$

) Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Robot BAT

b) nervure centrale

Calcul des charges

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chacune seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges [triangulaire & trapézoïdale] vers celle-ci



FigVIII.4 : Distribution des charges des panneaux sur la nervure

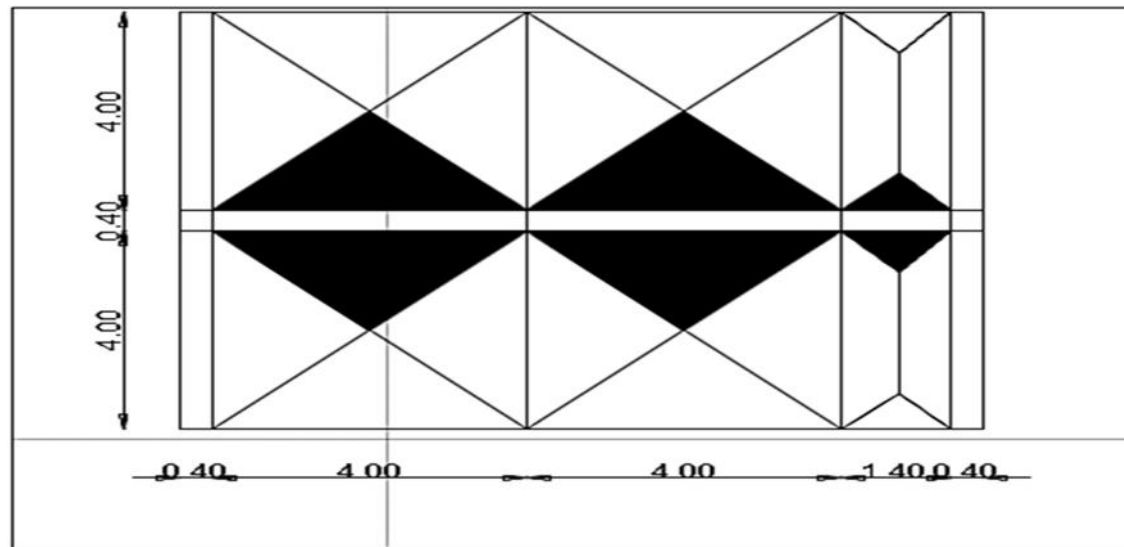
) Sens x-x

Tableau VIII.9: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly		Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3	4	0.75	Triangulaire	1	0.75	181.25	126.67	181.25		126.67		135.93		95	
	2	3	4	0.75	Triangulaire	1	0.75	181.25	126.67	181.25	362.5	126.67	253.34	135.93	271.86	95	190
b-c	1	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06		168.47		181.25		126.67	
	2	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06	482.12	168.47	336.94	181.25	362.5	126.67	253.34
C-D	1	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06		168.47		181.25		126.67	
	2	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06	482.12	168.47	336.94	181.25	362.5	126.67	253.34
D-E	1	3	4	0.75	Triangulaire	1	0.75	181.25	126.67	181.25		168.47		135.93		95	
	2	3	4	0.75	Triangulaire	1	0.75	181.25	126.67	181.25	362.5	168.47	253.34	135.93	271.86	95	190
E-F	1	0.65	4	0.16	Triangulaire	0.22	0.16	181.25	126.67	39.88		27.86		29		26.82	
	2	0.65	4	0.16	Triangulaire	0.22	0.16	181.25	126.67	39.88	79.76	27.86	55.72	29	58	26.82	53.64
F-G	1	3	4	0.75	Triangulaire	1	0.75	181.25	126.67	181.25		126.67		135.93		95	
	2	3	4	0.75	Triangulaire	1	0.75	181.25	126.67	181.25	362.5	126.67	253.34	135.93	271.86	95	190

F-G	1	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06	482.12	168.47	336.94	181.25	362.5	126.67	253.34
	2	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06		168.47		181.25		126.67	
G-H	1	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06	482.12	168.47	336.94	181.25	362.5	126.67	253.34
	2	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06		168.47		181.25		126.67	
H-I	1	3	4	0.75	Triangulaire	1	0.75	181.25	126.67	181.25	362.5	126.67	253.34	135.93	271.86	95	190
	2	3	4	0.75	Triangulaire	1	0.75	181.25	126.67	181.25		126.67		135.93		95	

Sens y-y



FigVIII.5 : Distribution des charges des panneaux sur la nervure

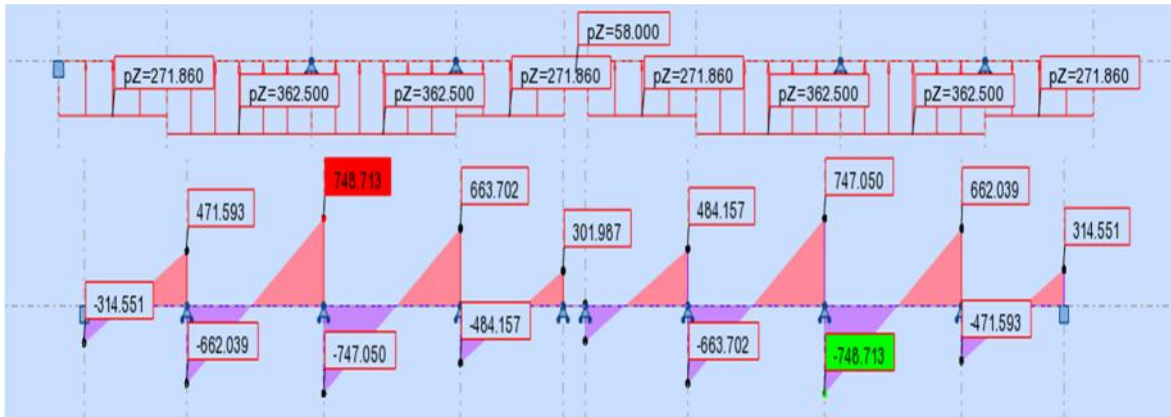
Tableau VIII.10: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly		Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06		168.47		181.25		126.67	
	2	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06	482.12	168.47	336.94	181.25	362.5	126.67	253.34
b-c	1	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06		168.47		181.25		126.67	
	2	4	4	1	Triangulaire	1.33	1	181.25	126.67	241.06	482.12	168.47	336.94	181.25	362.5	126.67	253.34
c-d	1	1.4	4	0.35	Triangulaire	0.47	0.35	181.25	126.67	85.19		59.53		63.44		44.33	
	2	1.4	4	0.35	Triangulaire	0.47	0.35	181.25	126.67	85.19	170.38	59.53	119.06	63.44	126.88	44.33	88.66

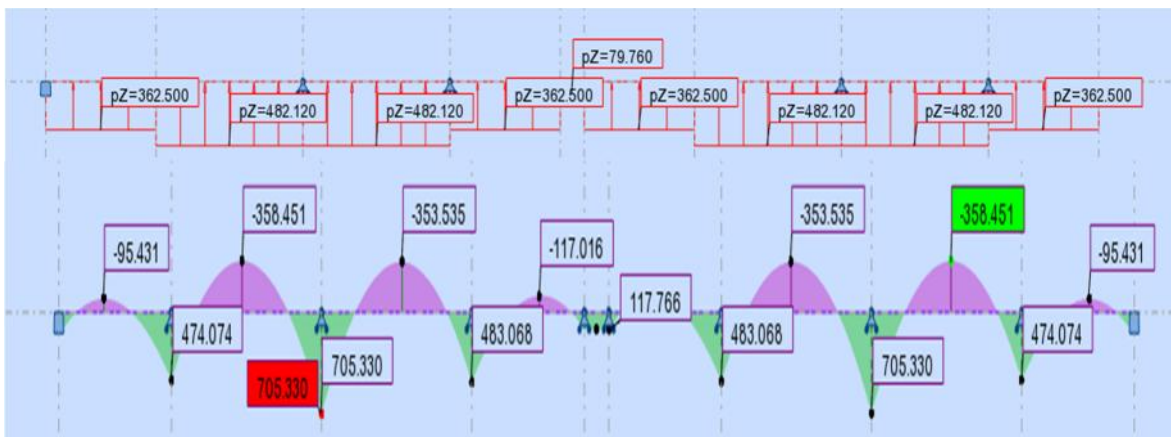
c) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

➤ Sens x-x

❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



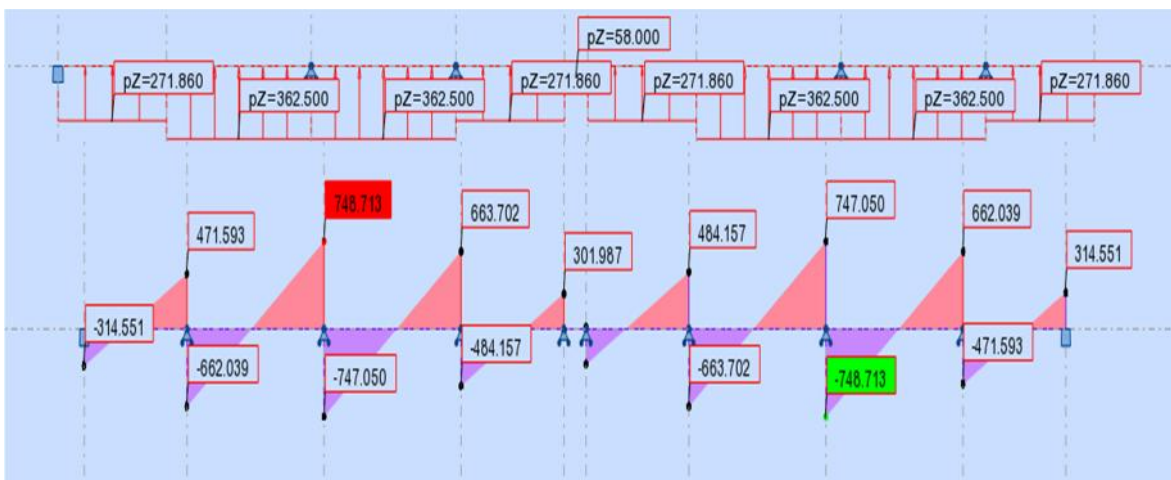
❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



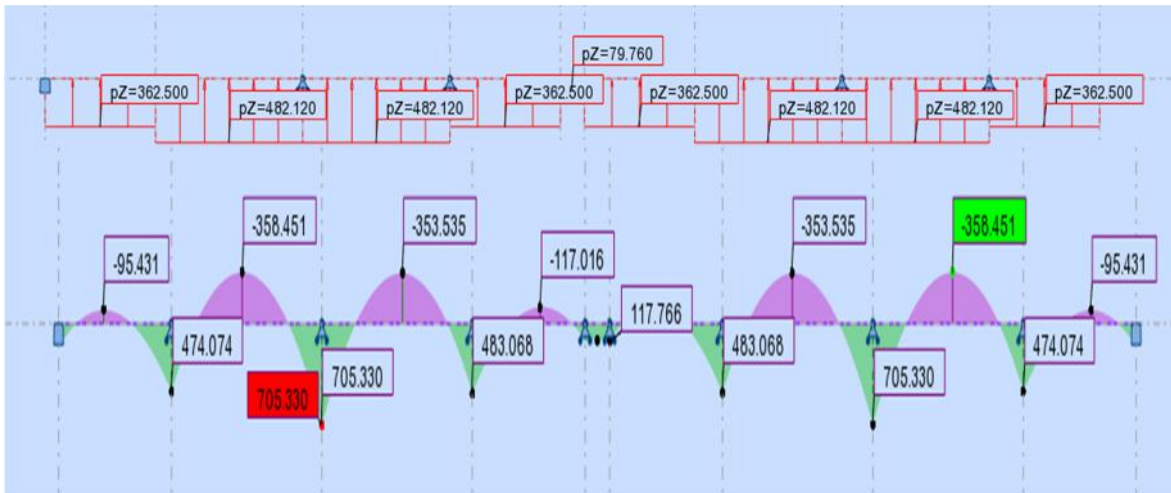
d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

➤ Sens x-x

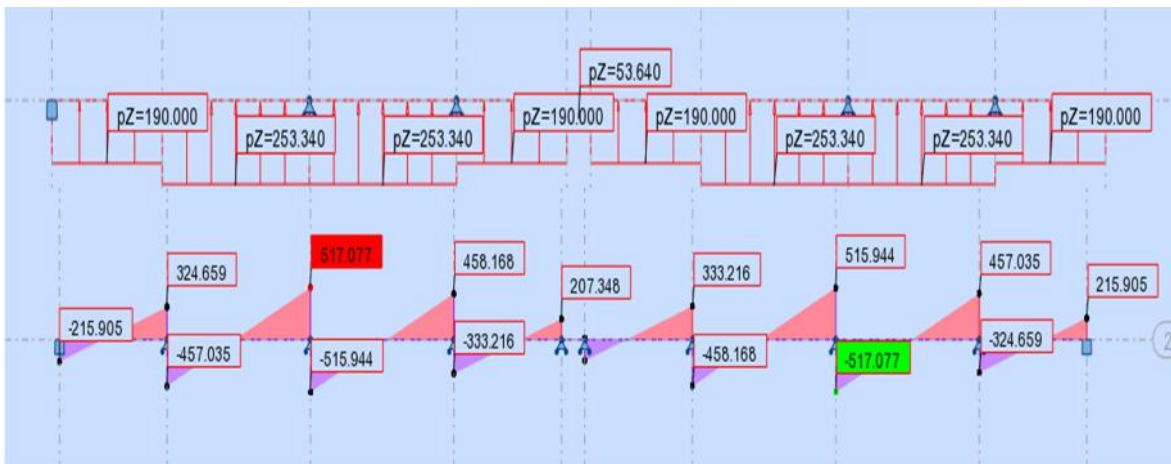
❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



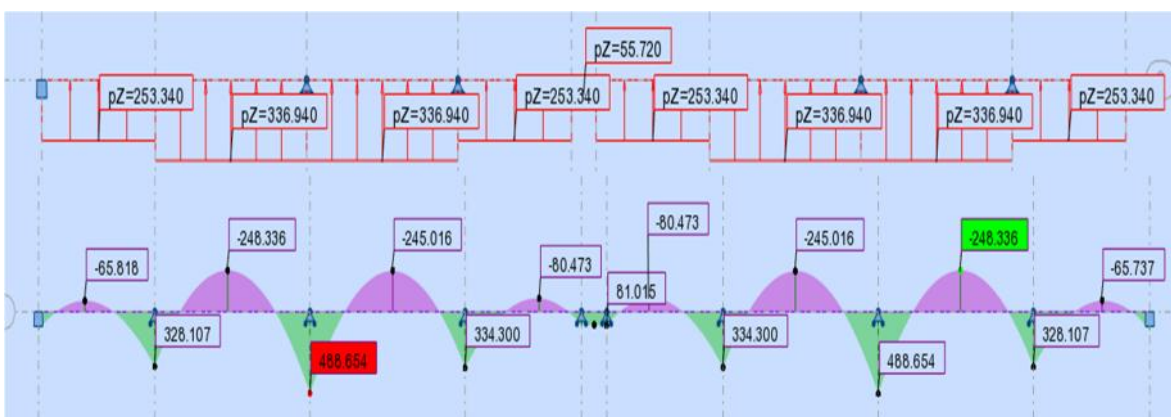
❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



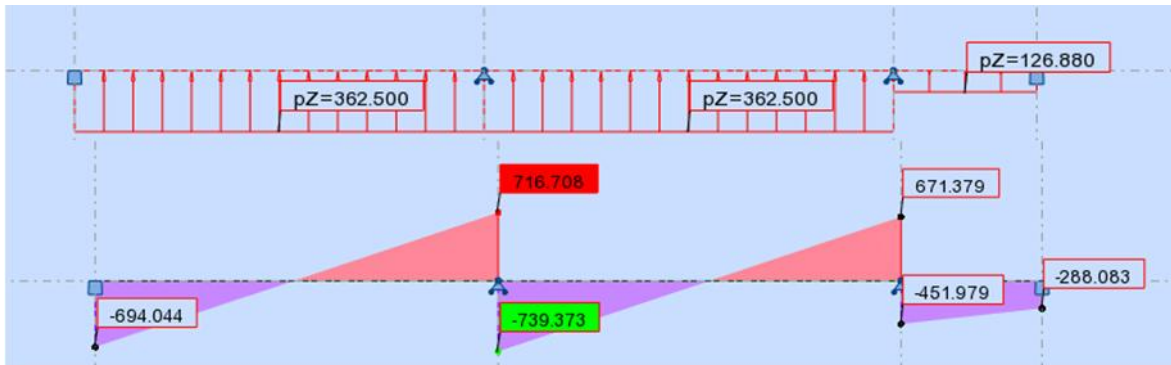
❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



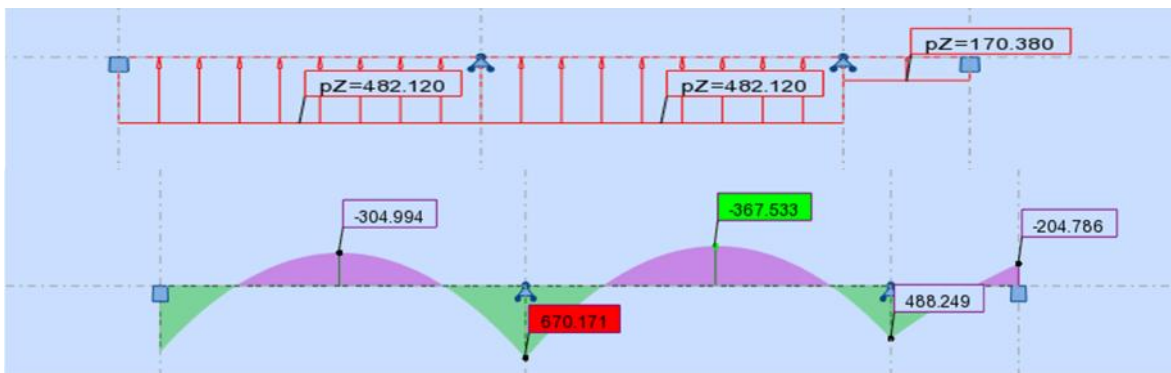
❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



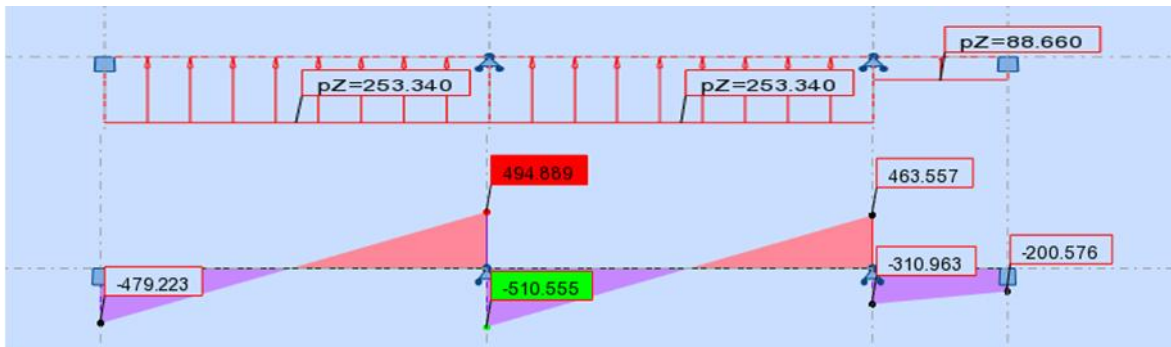
- Sens y-y
- ❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



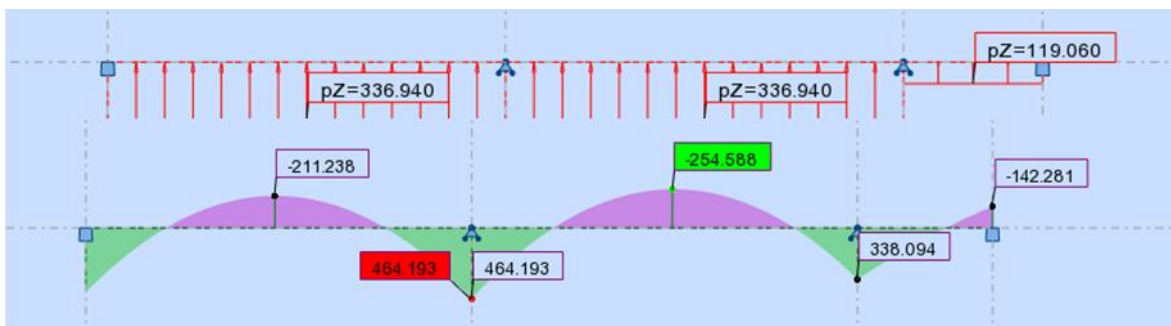
- ❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



- ❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



- ❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



VIII.4.5.3 Calcul du ferrailage des nervures

$b=50 \text{ cm}$ $d=75$ $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$ $\exists_{st}=348\text{MPa}$

Tableau VIII.11

	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	705.33	488.654	670.171	464.193
M_{tmax} (KN.m)	358.451	248.336	367.53	284.588
T_{max} (KN)	748.713	517.077	739.373	510.555

Tableau VIII.12

Sens	zone	M_u (KN.m)	\uparrow_u	ϕ	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	705.33	0.177	0.902	SSA	29.96	4HA20 filante+(4HA20+4HA16)chap = 33.18
	Travée	358.451	0.09	0.953	SSA	14.41	4HA16 filante + 4HA16chap=16.08
yy	Appuis	670.171	0.168	0.907	SSA	28.31	4HA20 filante+(4HA20+4HA16)chap = 33.18
	travée	464.191	0.116	0.938	SSA	18.96	4HA20 filante + 4HA16 chap = 20.61

Remarque

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_p \geq \frac{3}{2} \times 0.9 \times 1.35 \text{cm}^2$$

Nous adopterons une barre en 2HA14=3.08cm² comme armature de peau.

a) Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \times 0.23 \times 50 \times 75 \times \frac{2.1}{400} \times 4.53 \text{cm}^2$$

➤ **Sens x-x**

-En appuis : $A_a = 33.18 \text{cm}^2 > A_{min} = 6.88 \text{cm}^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **Sens y-y**

-En appuis : $A_a = 33.18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t = 20.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

)] **Vérification de l'effort tranchant** (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

➤ **Sens x-x**

$$T_u^{\max} = 748.713 \text{ kN}$$

$$u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \times \frac{748.713 \mid 10}{50 \mid 75} \times 1.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{Q} = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$u = 1.99 \text{ MPa} \quad \bar{Q} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

$$T_u^{\max} = 739.373 \text{ kN}$$

$$u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \times \frac{739.373 \mid 10}{50 \mid 75} \times 1.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{Q} = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$u = 1.97 \text{ MPa} \quad \bar{Q} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

)] **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis** (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

➤ **Sens x-x**

✓ **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u \Gamma \frac{M_u}{0.9xd}}{f_e / 1.15} = \frac{748.713 \text{ Z} \frac{705.33 \mid 10^2}{0.9 \mid 75}}{34.8} \times 8.51 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 33.18 \text{ cm}^2 \quad A_u = -8.51 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \quad 0.4 \times b \times 0.9 \times d \quad \frac{f_{c28}}{\chi_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\chi_b} = 0.4 \times 0.9 \times 50 \times 75 \times \frac{25}{1.5} = 22500 \text{ kN} \quad 748.713 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Sens y-y

✓ Influence sur les armatures inférieures

$$A_u = \frac{T_u \Gamma \frac{M_u}{0.9xd}}{f_e / 1.15} = \frac{739.373 \text{ Z} \frac{670.171 | 10^2}{0.9 | 75}}{34.8} \times 7.28 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 33.18 \text{ cm}^2 \quad A_u = -7.28 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Influence sur le béton

$$T_u^{\max} \quad 0.4 \times b \times 0.9 \times d \quad \frac{f_{c28}}{\chi_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\chi_b} = 0.4 \times 0.9 \times 50 \times 75 \times \frac{25}{1.5} = 22500 \text{ kN} \quad 739.373 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis** (Art A.6.1,3/BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que $\sigma_{se}^{\text{TM}} \sigma_{se}^Z = \dots$. $f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \sigma_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \quad u_i}$$

$$\text{Avec : } u_i \times n \quad | \quad | w \times 4 \times 3.14 \times 2 \quad \Gamma \quad 4 \times 3.14 \times 1.4 \times 42.7 \text{ cm} .$$

➤ Sens x-x

$$\sigma_{se} = \frac{748.713 | 10}{0.9 | 75 | 42.7} = 2.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} = 2.59 \text{ MPa} \quad \sigma_{se}^Z = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Sens y-y

$$\sigma_{se} = \frac{739.373 | 10}{0.9 | 75 | 42.7} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} = 2.56 \text{ MPa} \quad \sigma_{se}^Z = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

) **Calcul des armatures transversales**

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doit être comme suite :

$$\phi_t \quad \frac{\Phi_{lm}}{3} = \frac{z}{3} = 6.6 \text{ m} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ m}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : 4 HA 8 = 2.01 cm². Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

➤ **Calcul des espacements des barres transversales** (Art. A.5.1,22 / BAEL91)

En zone nodale :

$$S_t = m \left\{ \frac{h}{4}; 1 \Phi_{1m} \right\} = m \left\{ \frac{8}{4}; 1 \times 2 \right\} = m \{ 2 ; 2 \} = 2 \text{ c}$$

Soit : $S_t = 1$

En zone courante :

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{8}{2} = 4 \quad \text{Soit : } S_t = 2 \text{ c}$$

➤ **Armatures transversales minimales**

En zone nodale : $A_{tmin} = 3‰ S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$.

En zone courante : $A_{tmin} = 3‰ S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$.

) **Vérification à L'ELS**

État d'ouverture des fissures BAEL91 : Art A.4.5, 32

La contrainte de traction des armatures est : $\sigma_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$

Etat limite de résistance du béton en compression BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limité a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

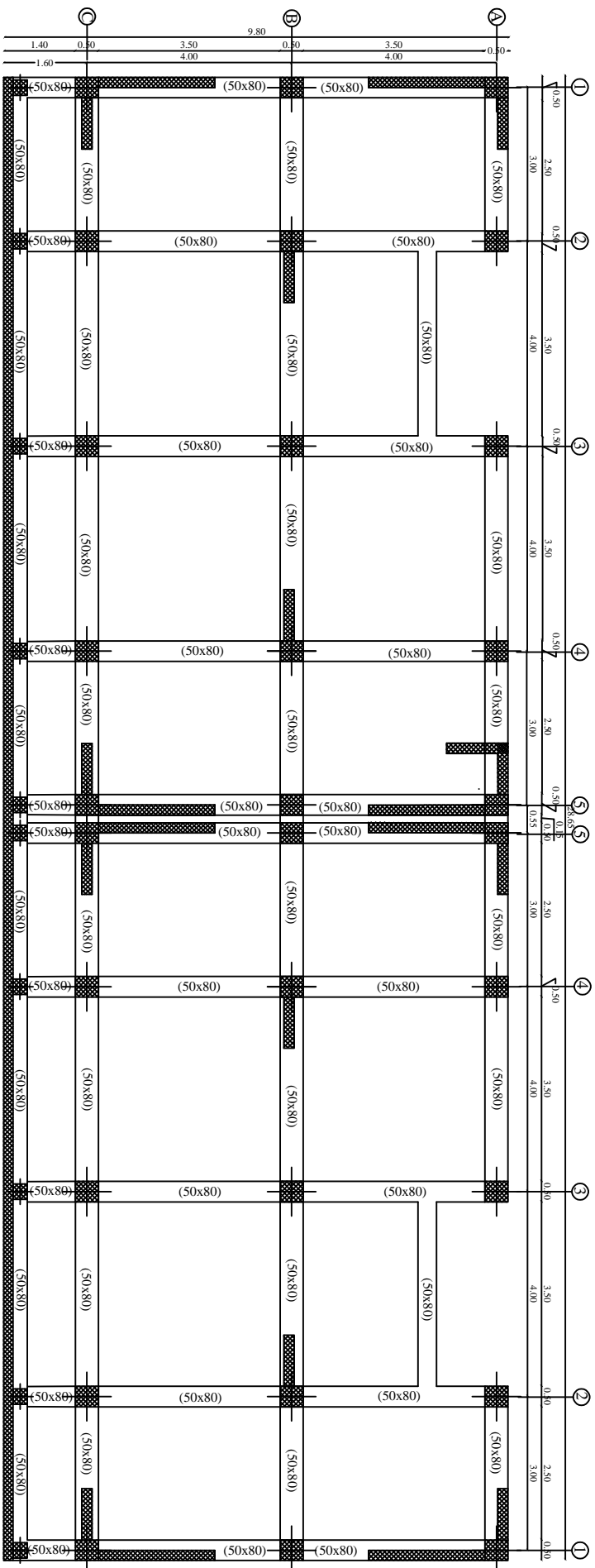
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants

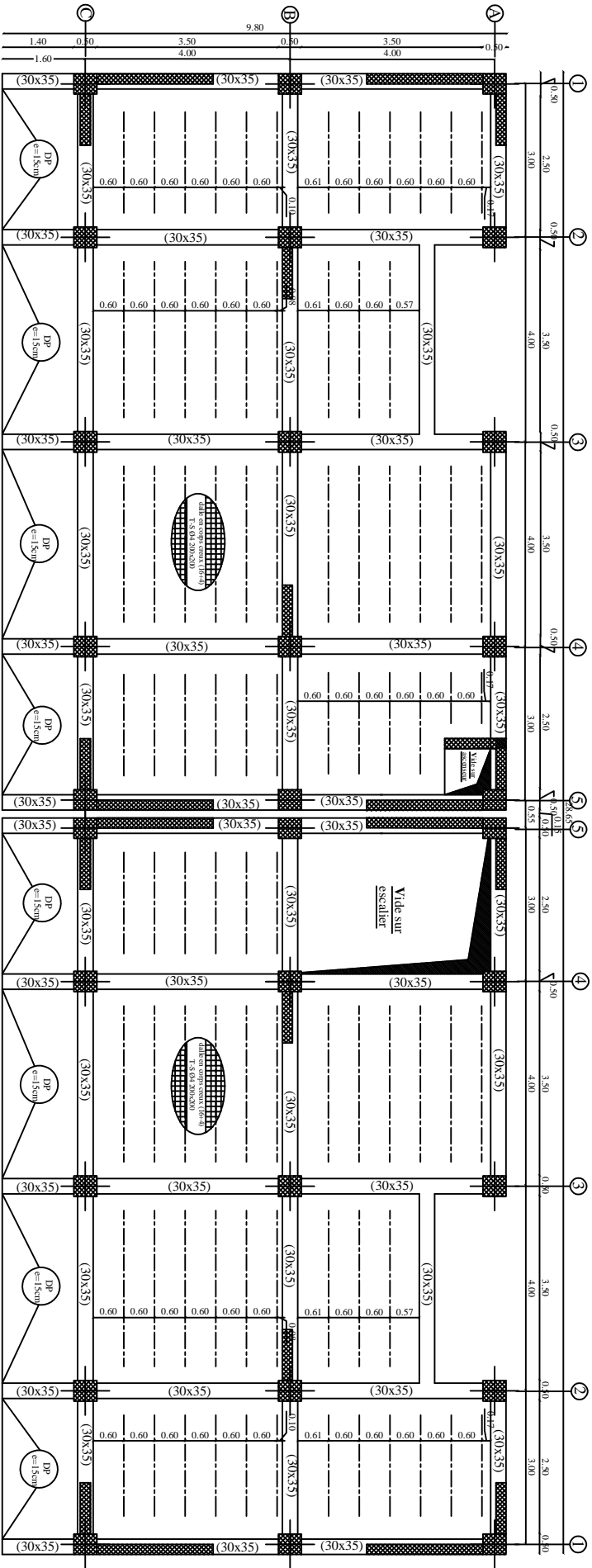
$$b=50 \text{ cm} \quad d=75 \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{st}=348 \text{ MPa}$$

Tableau VIII.13

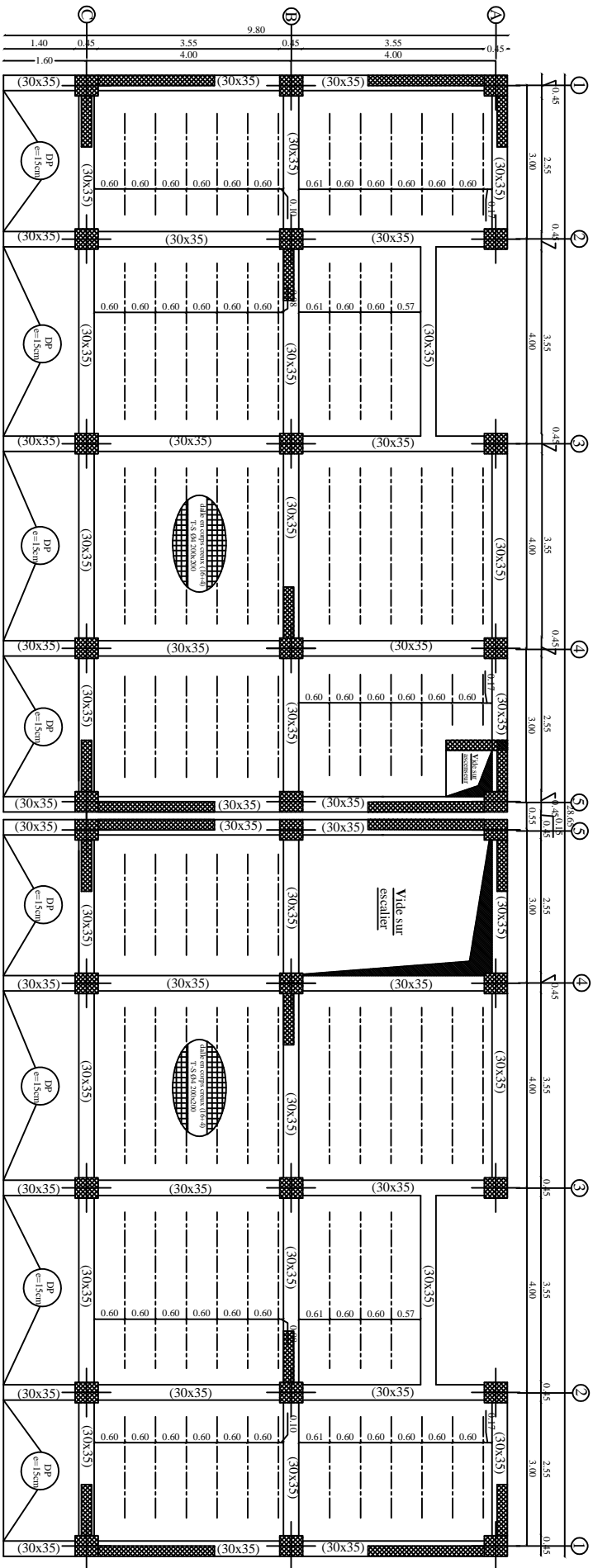
Sens	Zone	M _s	A _(ELU)	... ₁	r ₁	1	k	σ _{st}	σ _{st}	b	σ _{bc}	obs
x-x	Appuis	488.654	33.18	0.884	0.399	0.867	0.044	226.48	348	9.96	15	vérifié
	Travée	248.336	16.08	0.429	0.3	0.9	0.029	228.79	348	6.64	15	vérifié
y-y	Appuis	464.193	33.18	0.884	0.399	0.867	0.044	215.15	348	9.47	15	vérifié
	Travée	284.588	20.61	0.55	0.333	0.889	0.033	207.09	348	6.83	15	vérifié



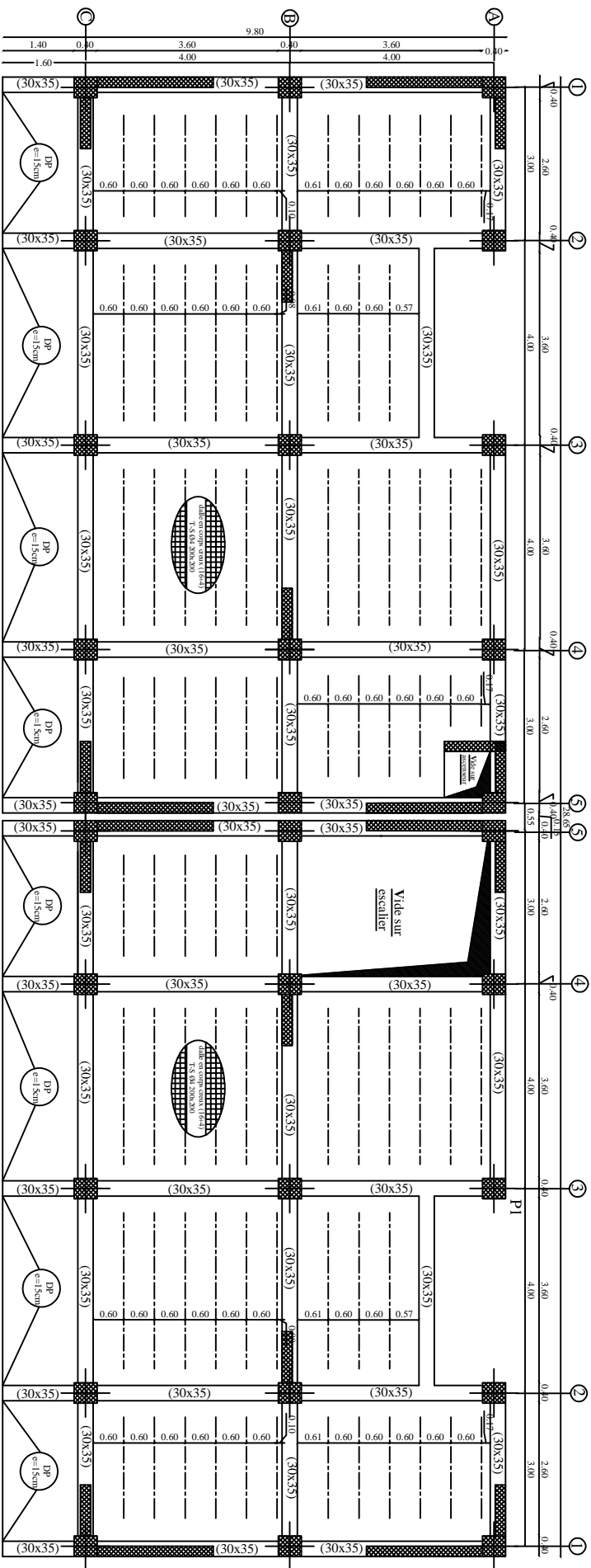
COFFRAGE PLANCHER NIV -4.08



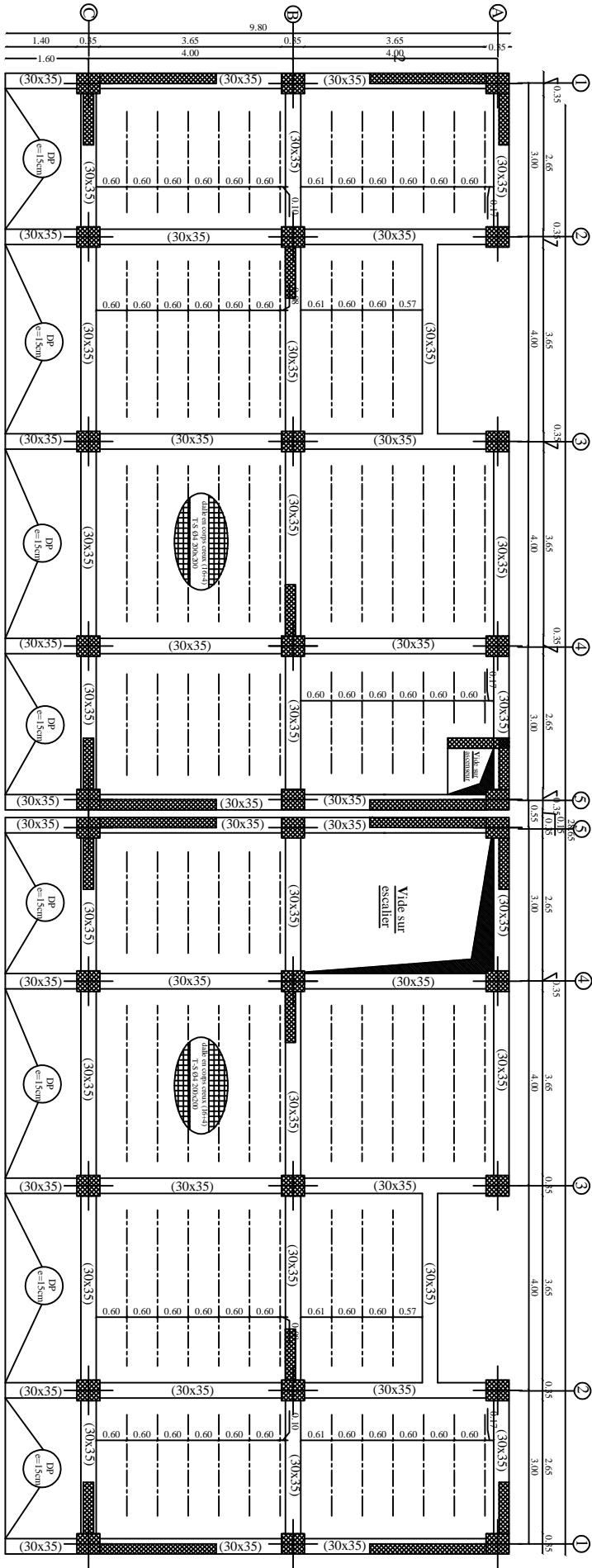
COFFRAGE PLANCHER NIV 0.00 & 4.08



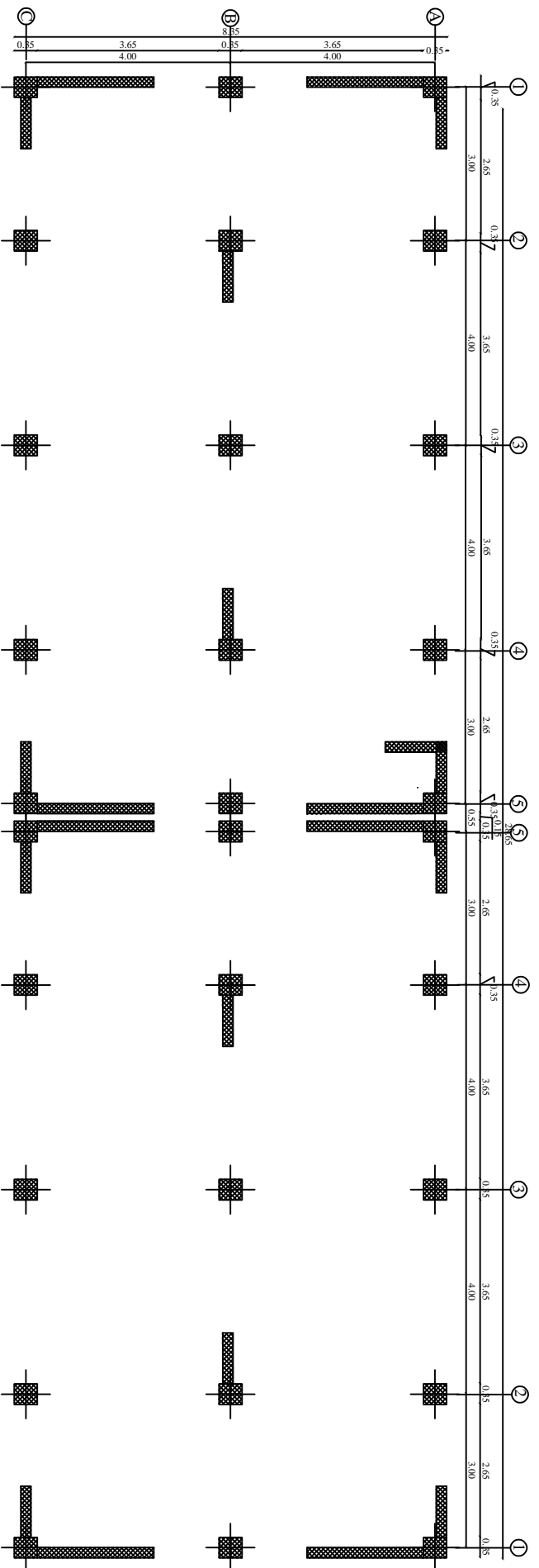
COFFRAGE PLANCHER NIV 7.48 ; 10.54 & 13.60



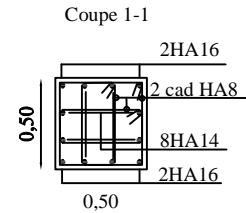
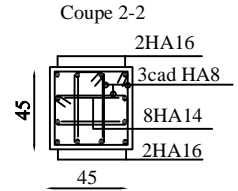
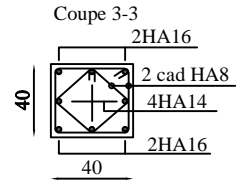
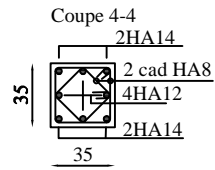
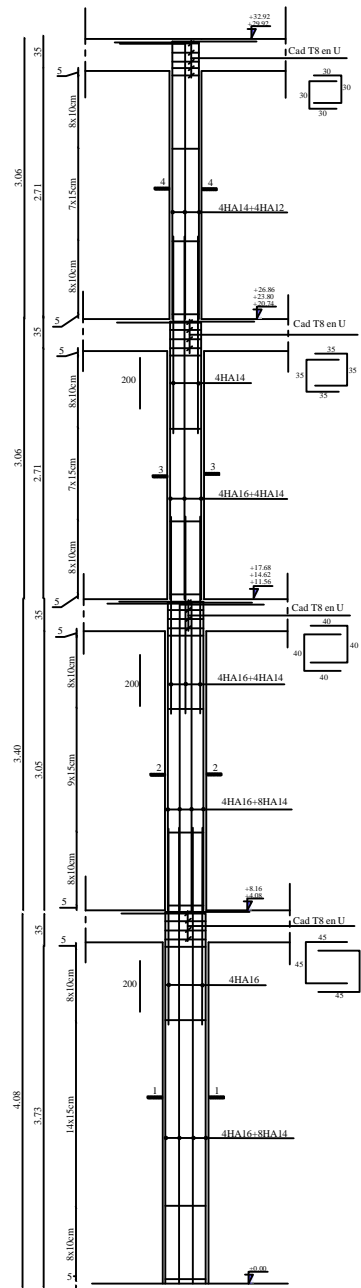
COFFRAGE PLANCHER NIV 16.66 ; 19.72 & 22.78



COFFRAGE PLANCHER NIV 25.84 & 28.90



DISPOSITION DES VOILES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 MR: BEN MEDJEBER Massinissa
 MR: ZIANI Ahmed

PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+8+ENTE-SOL)

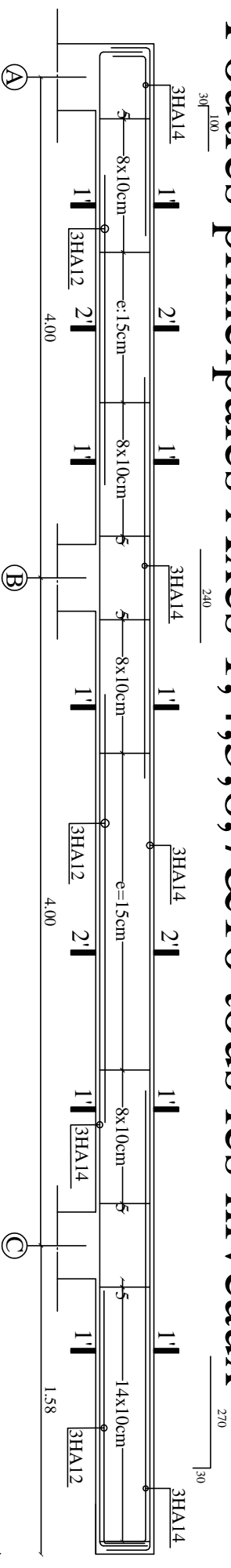
ECHELLE :
 1/50

DIRIGE PAR:
 MR: KHELIL, N

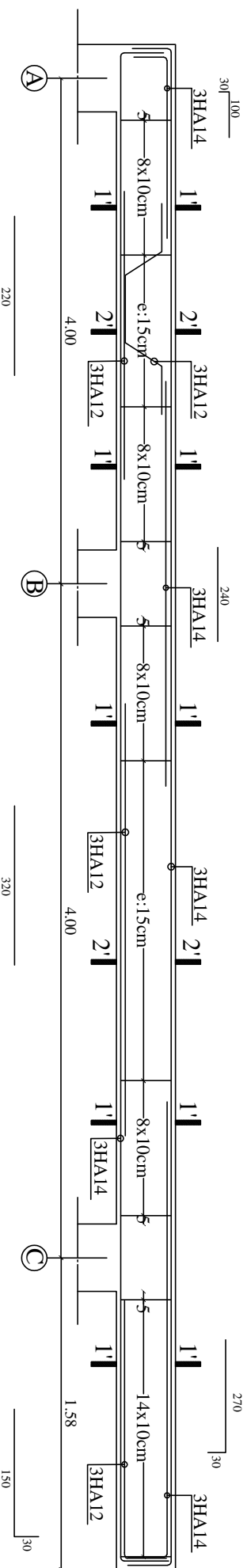
TITRE :
 ferrailage des poteaux de bloc gauche & droit

promotion :
 2017-2018

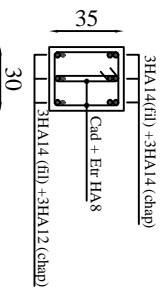
Poutres principales Axes 1,4,5,6,7&10 tous les niveaux



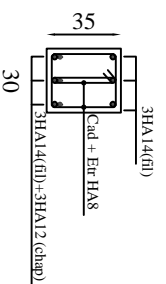
Poutres principales Axes 2,3,8&9 tous les niveaux



Coupe 1'-1'



Coupe 2'-2'



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
M.R. BEN MEDJEBBER Massinissa
M.R. ZIANI Ahmed

PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT
(R+8+ENTE-SOL)

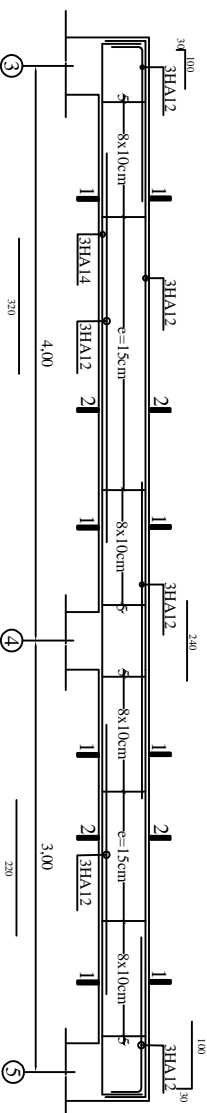
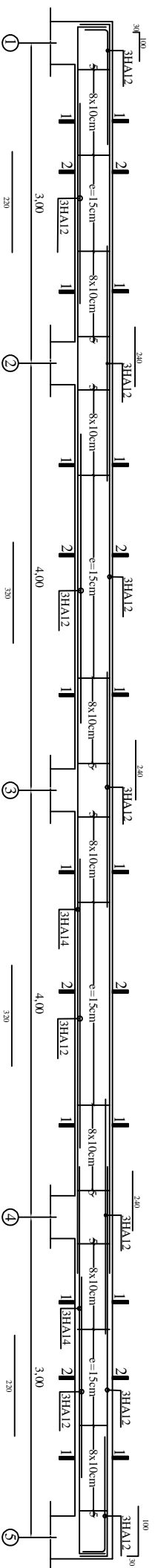
EGHELLE :
1/50

DIRIGE PAR :
M.R. KHELIL N

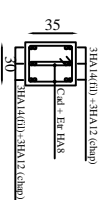
TITRE :
ferrailage des poutres principales
de bloc gauche & droit

promotion :
2017-2018

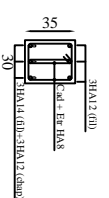
Poutres Secondaires Axes B&C tous les niveaux



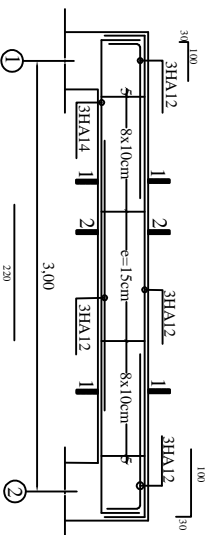
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Poutres Secondaires Axe A tous les niveaux



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
MR BEN MEDEJBER MUSAIBISS
MR ZIANI AMEL

PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT
(R-5/ENTRESOL)

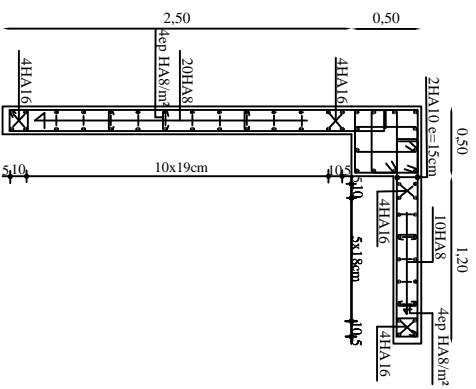
EGHELLE :
1/50

DIRIGE PAR :
MR IBRAHIM N

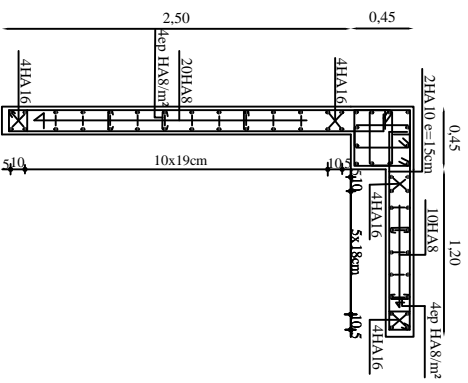
TITRE :
ferraillage des poutres secondaires
de bloc gauche & droit

projet
2017-2

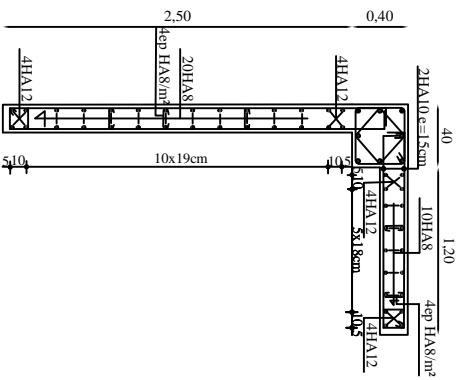
ferrailage des voiles zone I



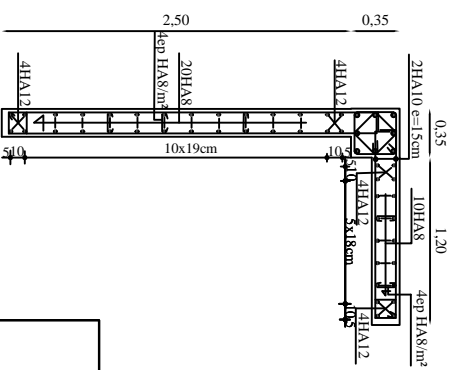
ferrailage des voiles zone II



ferrailage des voiles zone III



ferrailage des voiles zone VI



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
MR. BENMEDJEBER Massinissat
MR.ZIANI Ahmed

PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT
(R-8+ENTE-SOL)

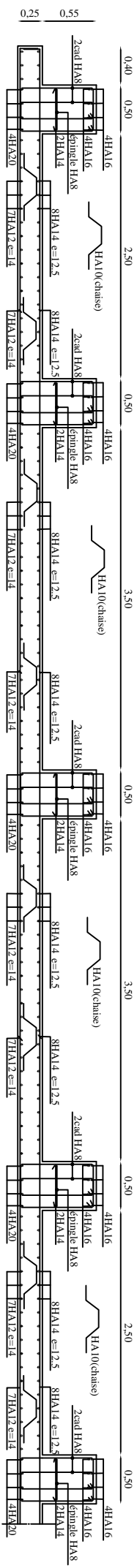
EGHELLE :
1/50

DIRIGE PAR :
MR. RHELL. N

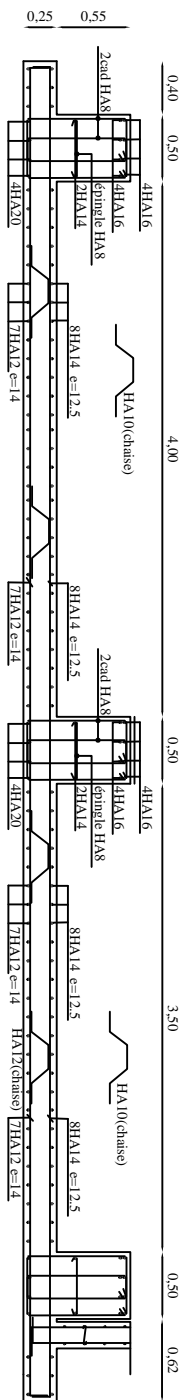
TITRE :
ferrailage des voiles de
bloc gauche & droit

promotion :
2017/2018

sens longitudinale X-X



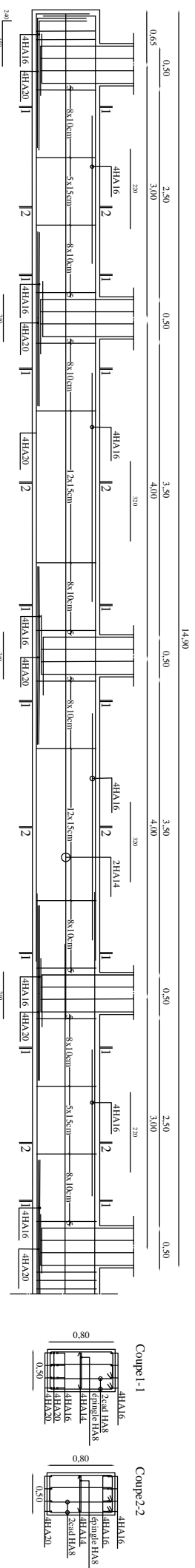
sens transversal y-y



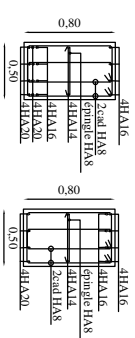
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : MR. BEN MEDJEBER Massissa MR.ZIANI Ahmed	PROJET : ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+8+ENTE-SOL)	ECHELLE 1/50
DIRIGE PAR: MR. KHELIL, N	TITRE : ferrailage du radier générale	promotif 2017-2

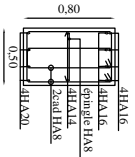
sens longitudinale X-X



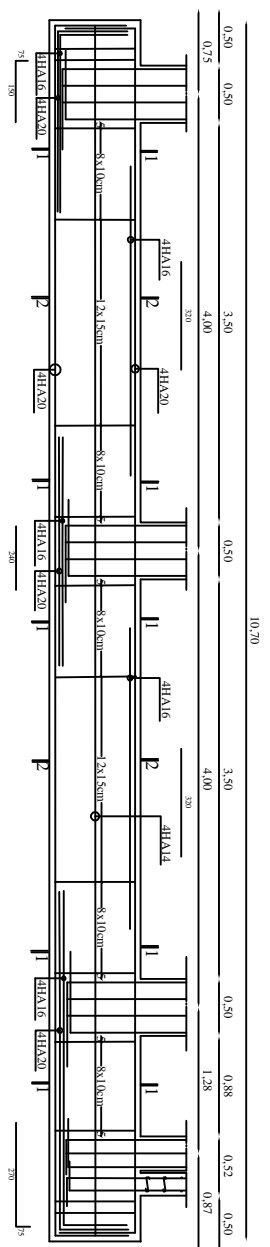
Coupe1-1



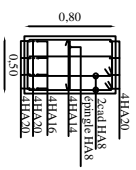
Coupe2-2



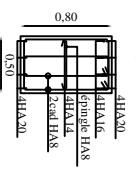
sens transversal Y-Y



Coupe1-1



Coupe2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : MR. BEN MEJDEBER Massimissa MR.ZIANI Ahmed	PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+ENTREE-SOL)	ECHELLE : 1/50
DIRIGE PAR : MR. KHELIL, N	TITRE : ferraillage des nervures	promotion : 2017-2018

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Cette expérience nous a obligé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons Robot2016 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

RPA99 v2003,
DTR B.C. 2.2,
BAEL 91,

Ouvrages :

Construire parasismique.....Milan Zacek
Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I
Cours de béton armé.....Abdelhak Baraka
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
Aide mémoire RDM.....Edition Dunod
Calcul des ouvrages en béton armé..... M Belazougui

Cours et TD des années de spécialité.

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.