

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'études

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

Option : Constructions civiles et industrielles.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial en contreventement mixte avec l'application d'etabs V 9.6



Dirigé par: M^r BENCHIHA

Etudié par:

M ^{elle}	KACI	SAFIA
M ^{elle}	KADIR	LYNDA
M ^{elle}	HIDOUR	OUIZA

Année 2013-2014

Remerciements

Nos premiers remerciements vont pour le bon Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et le courage pour atteindre ce stade dans nos études.

Nos remerciements sont exprimés particulièrement :

A nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études

A notre promoteur à Mr BENCHIHA pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

A l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

Aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DEDICACES

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL A :

- LA MEMOIRE DE MON CHER GRAND PERE.
- MES TRÈS CHERS PARENTS QUE DIEU ME LES GARDE.
- MA TRÈS CHÈRE GRANDE MÈRE QUE LE DIEU LA GARDE.
- MA GRANDE SŒUR OUARDIA ET SON EPOUX LOUNES
- MES TRÈS CHERS FRÈRES : MOHAMED -SAMIR-SAID
- MON FRERE MALIK ET SA FEMME HAYAT
- MES TRÈS CHERS AMIS(ES) : KAHINA-NOUARA-DJAMILA...
- TOUTES LA FAMILLE KACI
- A TOUTES LES PERSONNES QUI NOUS ONT AIDES SURTOUT :
KARIMA
- MES BINOMES ET LEURS FAMILLES
- A TOUT LA PROMOTION 2013-2014

KACI SAFIA

DEDICACES

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL A :

- *MES TRÈS CHERS PARENTS QUE DIEU ME LES GARDE.*
- *MA GRANDE SŒUR FATHMA ET SON EPOUX*
- *MA TRÈS CHER SŒUR: DJIDJI*
- *MES FRÈRES : MOHAMED –RABAH–MARZOUK*
- *MON FRÈRE AHMED ET SA FEMME OUAHIBA*
- *MON FRÈRE SAID ET SA FEMME HANDIA*
- *MES NEVEUX : RAYANE –YANIS*
- *MES TRÈS CHERS AMIS(ES)*
- *TOUTES LA FAMILLE HIDOUR*
- *A TOUTES LES PERSONNES QUI NOUS ONT AIDES SURTOUT:*
KARIMA
- *MES BINOMES ET LEURS FAMILLES*
- *A TOUT LA PROMOTION 2013-2014*

HIDOUR OUZA

DEDICACES

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL A :

- LA MEMOIRE DE MES TRÈS CHERS PÈRE ET GRAND MÈRE.
- MA TRÈS CHÈRE MÈRE QUE LE BON DIEU LA GARDE.
- MA GRANDE SŒUR OURDIA ET SON EPOUX MOULOUD
- MES TRÈS CHERS SŒURS : OUIZA –ROZA –RAZIKA
- MES FRÈRES : ATHMANE--ABDENOUR
- MON FRÈRE KADER ET SA FEMME OUIZA
- MES NEVEUX ET NIECES : OULHADJ –SIHEM-ILHEM ET MOH
- MES TRÈS CHERS AMIS(ES) : KAMILIA-LYNDA-TAOUS-.....
- TOUTES LA FAMILLE KADIR, ET HAMOUDI
- A TOUTES LES PERSONNES QUI NOUS ONT AIDÉS SURTOUT :
KARIMA
- MES BINOMES ET LEURS FAMILLES
- ET SURTOUT MON CHER EPOUX HAMID : JE DIS MERCI A
LEUR SOUTIEN, PATIENCE ET CONFIANCE
- A TOUT LA PROMOTION 2013-2014

KADIR LYNDA

Sommaire

Plans d'architectures et de coffrages

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 01-14

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....15-28

Chapitre III : Calcul des éléments

1-Les planches 29-51

2-Les escaliers.....52-78

3-L'acrotère.....79-86

4-Les balcons.....87-92

5-La poutre de chaînage.....93-99

6-La salle machine 100-108

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS.....109-136

Chapitre V : vérification des exigences du RPA.....137-146

Chapitre VI : Ferrailage des voiles.....147-160

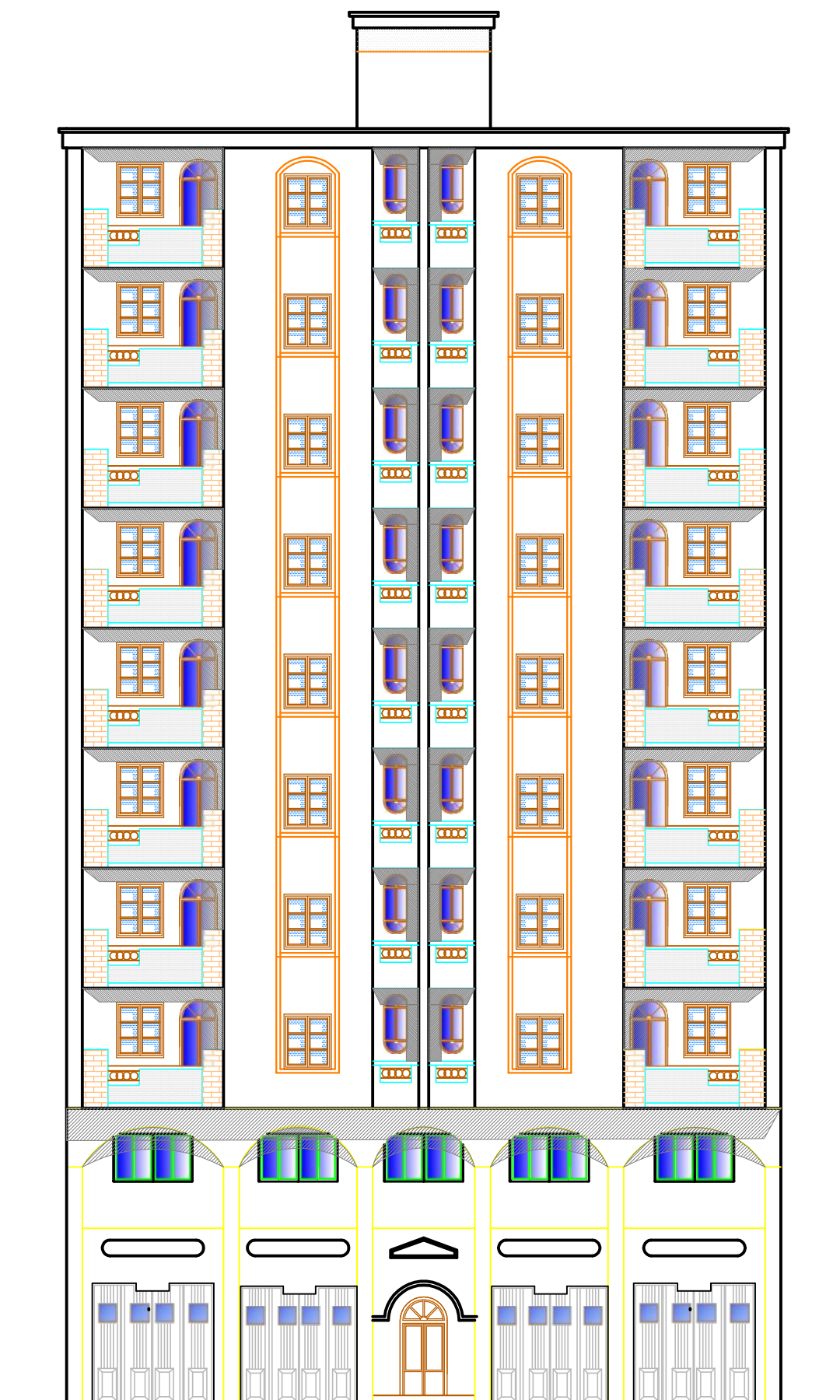
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.....161-169

Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....170-185

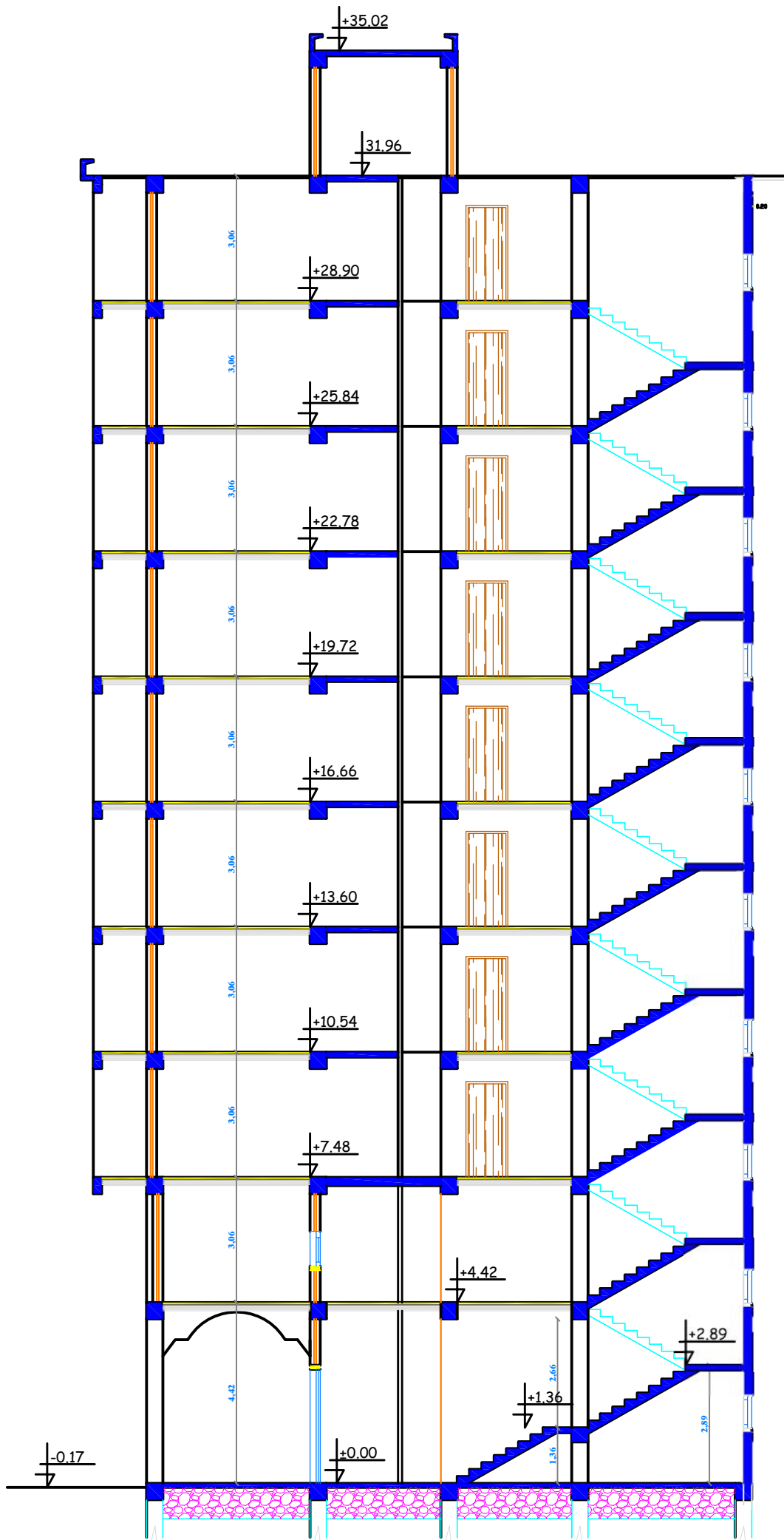
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....186-204

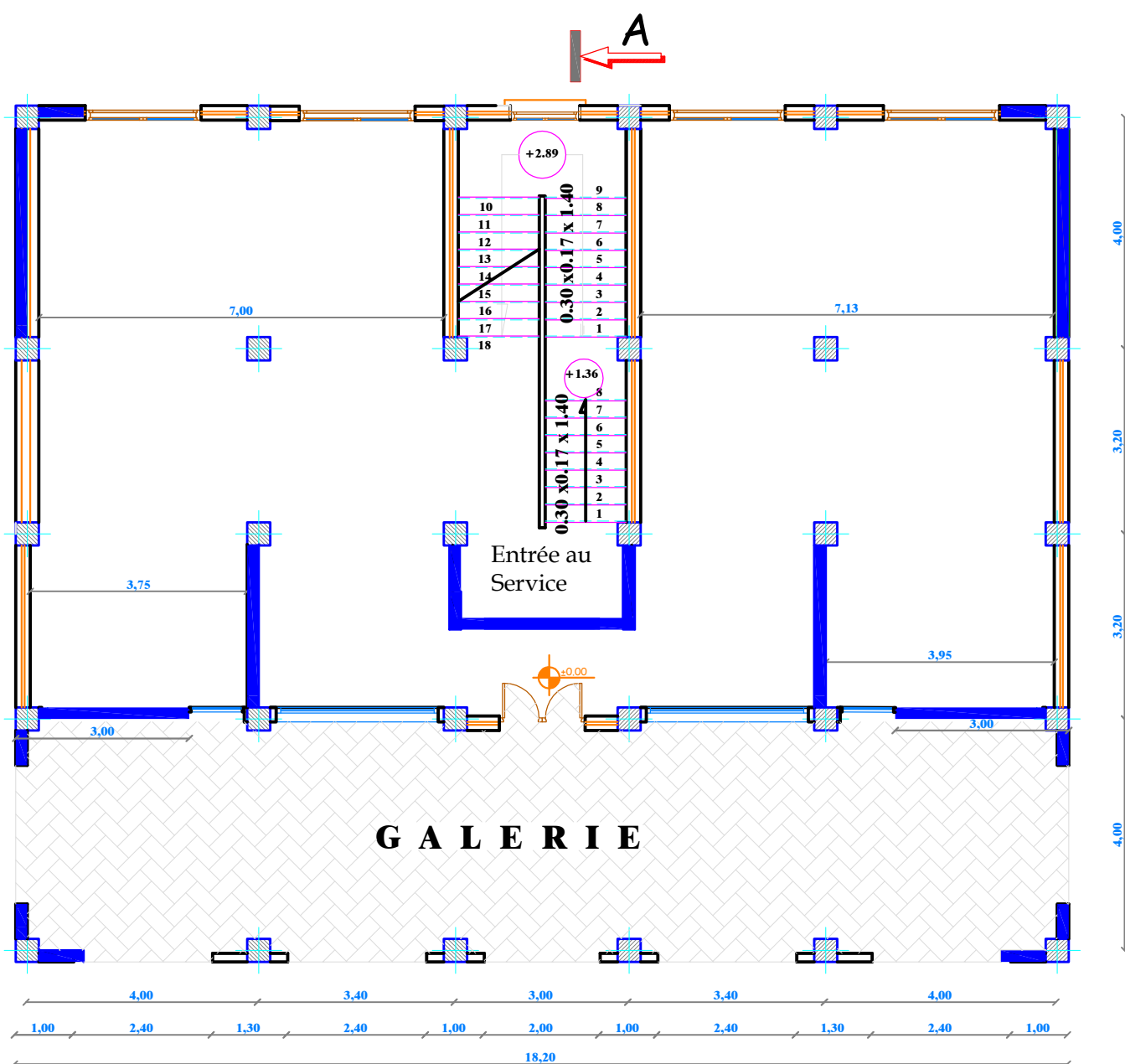
Conclusion générale

Bibliographie

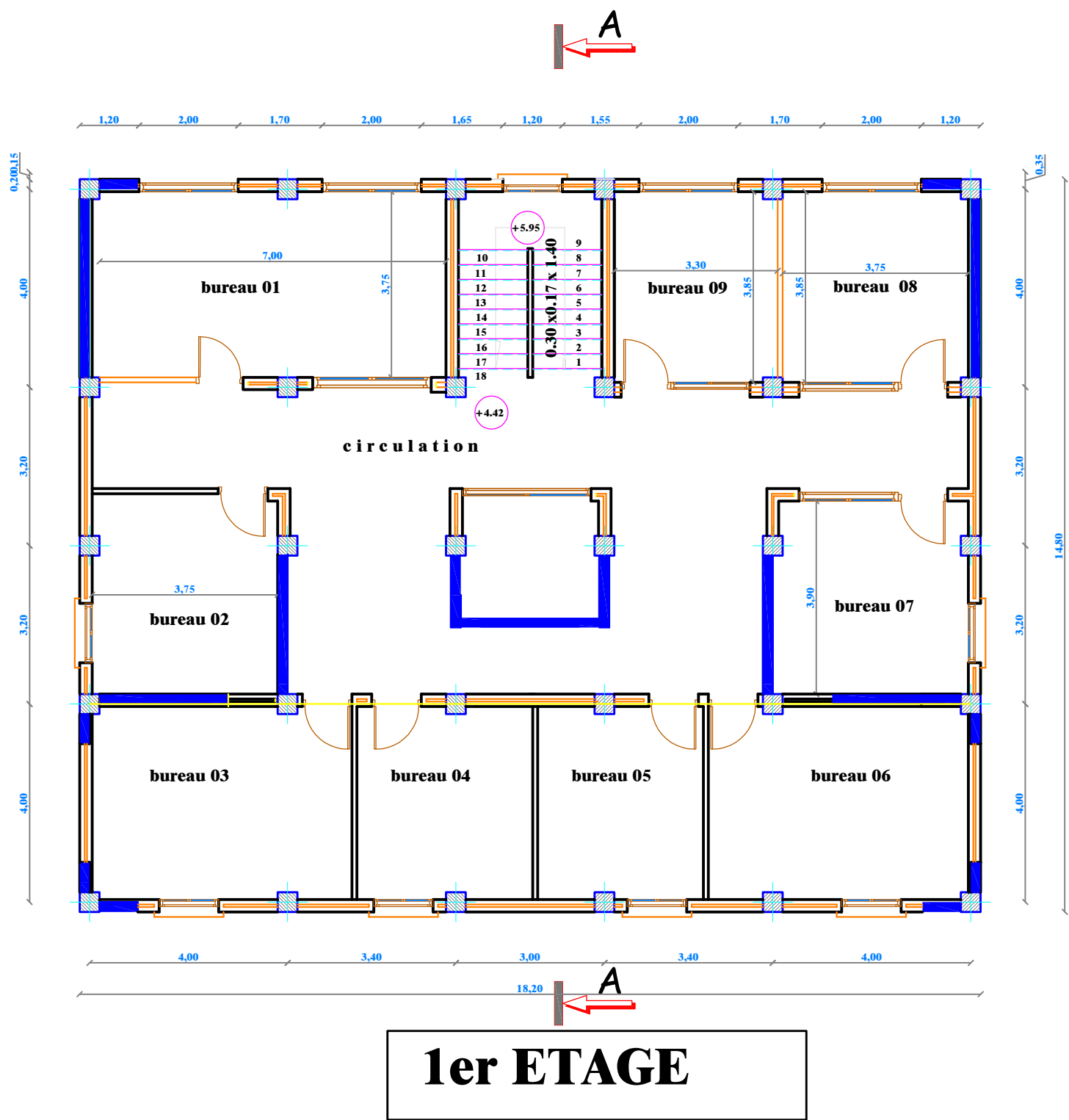


façade principale





Plan RDC



Introduction générale

Introduction

La construction en zone sismique réclame généralement un effort supplémentaire en termes de conception et de qualité de construction, par rapport à la situation non sismique, en raison de caractère dynamique assez violent de l'action sismique et de l'imprécision sur la connaissance de cette action susceptible de s'appliquer à l'occasion d'un évènement futur.

Les normes parasismiques (RPA) visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous avons commencé par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés notamment l'acier et le béton.

Nous intéresserons par la suite au calcul de quelques éléments spécifique non-structuraux (l'acrotère, les balcons, escalier, ...etc.) après avoir défini leurs (sections, les charges et les surcharges).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui s'avère un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures, c'est pour cette raison qu'un chapitre entier lui a été consacré.

Après avoir suivi les étapes de modélisation, nous viserons dans le chapitre suivant l'exploitation des résultats qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution afin de donner une signification aux résultats trouvés.

Quant au dernier chapitre nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, ce qui exige sa bonne conception et réalisation.

Au final nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Le projet à étudier comme tout ouvrage de Génie Civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages .

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur : à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003), le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99 et les DTR Algérien.

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre travail consiste à étudier une (**TOUR « R+9 »**) à usage d'habitation et commerciale avec contreventement « mixte » : c'est-à-dire constituée de portiques + voiles.

Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de Tizi Ouzo, classée par le RPA99 (version 2003) comme zone de moyenne sismicité (**Zone II a**), site 3 et ce même règlement classe cet ouvrage en **groupe 2**.

La présente étude va se porter sur la tour composée de :

- ◆ Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- ◆ 1^{er} étage à usage de bureau
- ◆ Etages courants à usage d'habitation.
- ◆ Ascenseur
- ◆ Une terrasse

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage a pour dimensions :

- | | |
|--------------------------------------|-----------------|
| - Longueur totale..... | 18.20 m |
| - Largeur totale | 14.80 m |
| - Hauteur du RDC | 04.42 m |
| - Hauteur 1 ^{er} étage..... | 03.06 m. |
| - Hauteur d'étage courant..... | 03.06 m. |
| - Hauteur de l'acrotère..... | 0,60 m |
| - Hauteur totale..... | 35.02 m |

I-3- Les éléments composants de la structure:

1. L'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.

2. Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de:

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

◆ **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux) .

◆ **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux .

3. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers réalisés en béton armé :

escalier à trois volées pour le RDC .escalier à deux volées pour l'étage courant.

4. Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur Place .

5. La maçonnerie :

Les murs de notre structure seront réalisés en maçonnerie rigide.
On distingue deux types de murs:

- ♦ **Les murs extérieurs** : réalisés en double cloisons avec de la briques creuses de 10cm d'épaisseur (12 trous), séparées avec une lame d'air de 5cm.
- ♦ **Les murs intérieurs** : constitués d'une seule cloison, et ils sont aussi réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

6. Les revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- ♦ Carrelage pour les planchers et les escaliers
- ♦ Céramique pour les salles d'eaux et cuisine
- ♦ Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds
- ♦ Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides

7. Le coffrage :

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

8. Les fondations :

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol.

Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol.

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

9. Les voiles :

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action de séisme.

10. La terrasse :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

11.L'acrotère :

La terrasse munie d'une l'acrotère qui sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse

I-4 La réglementation :

L'étude de présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

♦ Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

♦ Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

♦ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en Béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91) :

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m^3 de béton mis en œuvre.

♦ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I-5 Définition d'un état limite :

On appelle un état limite, un état particulier, au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue.

On distingue :

♦ Les états limite ultime (ELU) :

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à la limite de :

- l'équilibre statique.
- la résistance des matériaux : concerne le non rupture des différents éléments de l'ouvrage
- la stabilité de forme.

♦ Etats limites de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. Ils correspondent à

- L'état limite d'ouverture des fissures.
- L'état limite de déformation.

I-6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier, le mortier, le carrelage, la brique, qui doivent tous satisfaire la réglementation en vigueur :

A-Le 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, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton. La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL91** (modifié **99**) et du **RPA99** (Version **2003**).

A titre indicatif le dosage courant par 1 m^3 est comme suit :

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

Gravillons : 800 l

Sable : 400 l

Ciment : 350 kg/m^3

Eau de gâchage : 175 l

Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5

-La résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

La valeur de la résistance caractéristique à la compression du béton est fixée à priori, compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge j est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré.

On admet en première approximation que pour $j \leq 28$ jours, la résistance du béton est donnée par les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{476 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

En cours de la réalisation, la résistance caractéristique à la compression du béton employé est vérifiée généralement par des essais (n essais) de compression axiale effectuée sur des éprouvettes normalisées ayant pour dimensions 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Les principales étapes de l'essai sont :

- La valeur moyenne de résistance : $\overline{f_c} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$
- L'écart type qui caractérise la dispersion des résultats : $S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - \overline{f_c})^2}{n - 1}}$
- La résistance caractéristique : $f_{c28} = \overline{f_c} - k \cdot S$

Les valeurs de k sont données dans le tableau :

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0

Pour : $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \text{ (MPa)} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \quad \text{(CBA 93 – A.2.1.1.1).}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

-La contrainte limite du béton à la compression à l'ELU :

Elle est donnée par la formule : $\sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$ (BAEL 91/Art 4.3, 41)

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles (séisme).
- $\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables (ELU).
- $\theta = 1$: La durée probable d'application de la combinaison est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$: La durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: La durée est inférieure à 1 heure.

Pour : J = 28 jours et en situation courante :

- $\theta = 1$ $\gamma_b = 1.5$ $f_{c28} = 25$ MPA
- $\gamma_b = 1.5$ en situation courante : $f_{bc} = 14.2$ Mpa
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle : $f_{bc} = 18.48$ Mpa.

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole rectangle) comme la montre la figure ci-dessous :

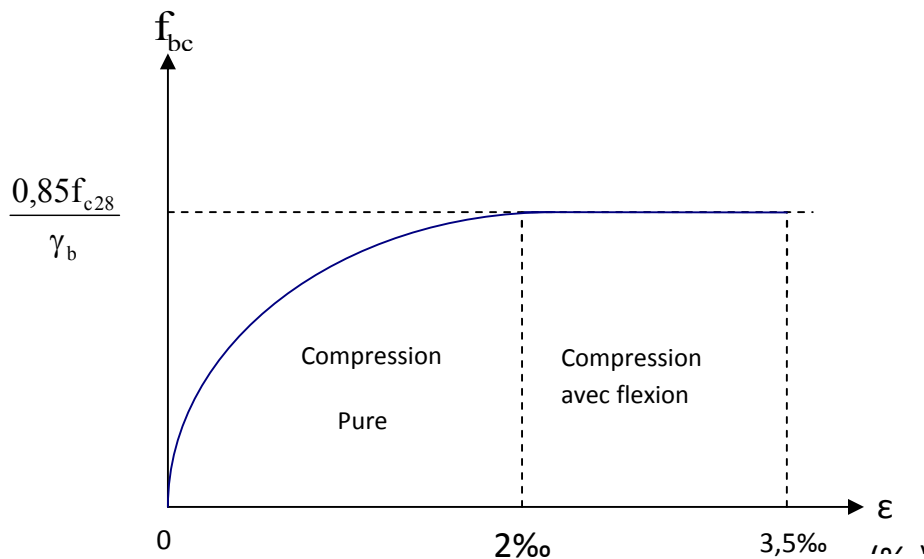


Figure I- : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.

Pour :

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ il s'agit d'une compression pure avec (ε_{bc} raccourcissement du béton)
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ il s'agit d'une compression avec flexion.

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

Le béton qu'on utilise dans la réalisation de notre ouvrage a donc pour contrainte limite à la compression à l'ELU, la valeur : $\bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$

-La contrainte limite du béton à la compression à l'ELS:

Elle est donnée par la formule : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ (BAEL 91/Art 4.3, 52)

Au 28^{ème} jour : $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

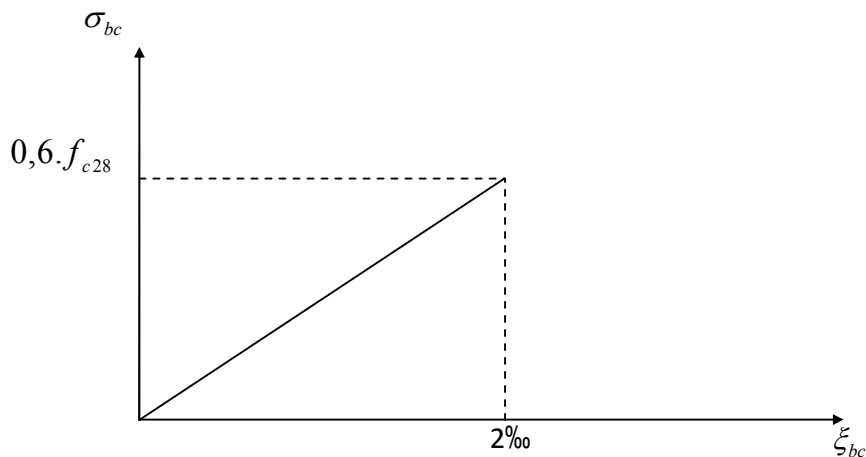


Figure I- : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.

Pour notre béton, on aura donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

-La résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

Elle est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{CBA 93 - A.2.1, 12})$$

Cette formule est valable pour les bétons dont la résistance à la compression est inférieure à 60M

Dans le cas de notre béton, à 28 jours : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

-Modules de déformation du béton :

Par définition le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, nous distinguons deux types :

1- Module de déformation longitudinale :**- Module de déformation longitudinale instantanée :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égale à

$$E_{ij} = 11000.(f_{cj})^{1/3} [MPa] \quad \text{..... (BAEL 91/Art A.2.1, 21)}$$

$$j = 28 \quad \rightarrow E_{i28} = 3,216 \times 10^4 [MPa]$$

- Module de déformation longitudinale différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = 3700.(f_{cj})^{1/3} [MPa] \quad \text{..... (CBA 93 - A.2.1.2.2).}$$

$$j = 28 \quad \rightarrow E_{vj} = 1,082 \times 10^4 [MPa]$$

2-Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{(CBA 93 - A.2.1.3)}$$

avec : ν : Coefficient de poisson

E : module de Young

- Coefficient de poisson (ART/A.2.1.3 BAEL91)

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales, il sera pris à : $\left(\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (béton fissuré)

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton non fissuré)

-La contrainte limite ultime de cisaillement (contrainte tangentielle) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la

formule : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$ (BAEL 91 / Art A.5.1, 1)

V_u : La valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

b, d : La largeur et hauteur utile de la section.

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.

-Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 dan/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 dan/m³ s'il est armé.

-Le dosage :

Le laboratoire de contrôle est chargé de trouver la composition du béton qui atteint une résistance caractéristique de 25MPa à l'âge de 28 jours.

B- Les aciers :

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08% et 1,67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle et de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité et ils sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface

Pour la réalisation de notre ouvrage, on aura besoin de deux types d'aciers illustrés dans le tableau

Suivant :

Type d'acier.	Nomination.	Symbol e.	Limite d'élasticité f_e [Mpa]	Résistance à la rupture [Mpa].	Coefficient de fissuration .	Coefficient de scellement .
Aciers en barres	Haute adhérence feE 400.	HA	400	480	1,6	1,5
Aciers en treilles.	Treilles soudé lisses TL 520 $\phi < 6mm$	TS	520	550	1,3	1

Tableau : Les caractéristiques des aciers employés.

-Le module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG) :

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal E_s est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa. (Art -2.2.1, BAEL 91).}$$

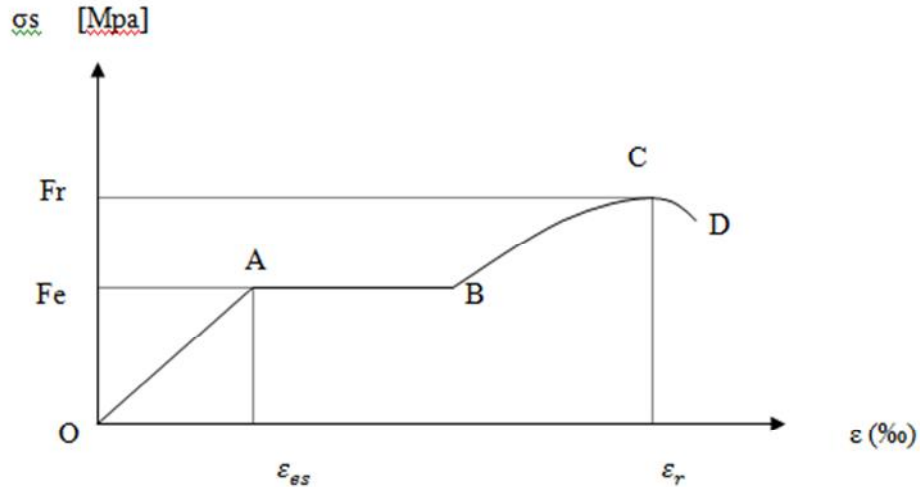
-Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à **0,3**.

-Diagramme contraintes-déformations:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :



Figures I- : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e / \gamma_s}{E_s} \quad \text{si } \epsilon_s \leq \epsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

$$\text{si } \epsilon_{es} \leq \epsilon_s \leq 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

Fr : Résistance à la rupture.

Fe : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement relatif correspondant à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

- Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.
- Zone AB : Domaine de ductilité.
- Zone BC : Domaine de raffermissement.
- Zone CD : Domaine de striction.

-Les contraintes limites de l'acier :

• A l'état limite ultime (ELU) :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91Art A.4.3.2})$$

σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1,15$ en situations courantes.
- $\gamma_s = 1,00$ en situations accidentelles.

$\sigma_s = 348$ MPa pour les HA.

• **A l'état limite de service (ELS) :**

Pour les vérifications des contraintes à l'état limite d'ouverture des fissures, on distingue trois cas :

1- Fissuration peu nuisible : Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation)

2- Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \dots\dots (\text{BAEL91 / Art A.4.5, 34})$$

3- Fissuration très préjudiciable : les éléments supposés être exposés aux milieux agressifs.

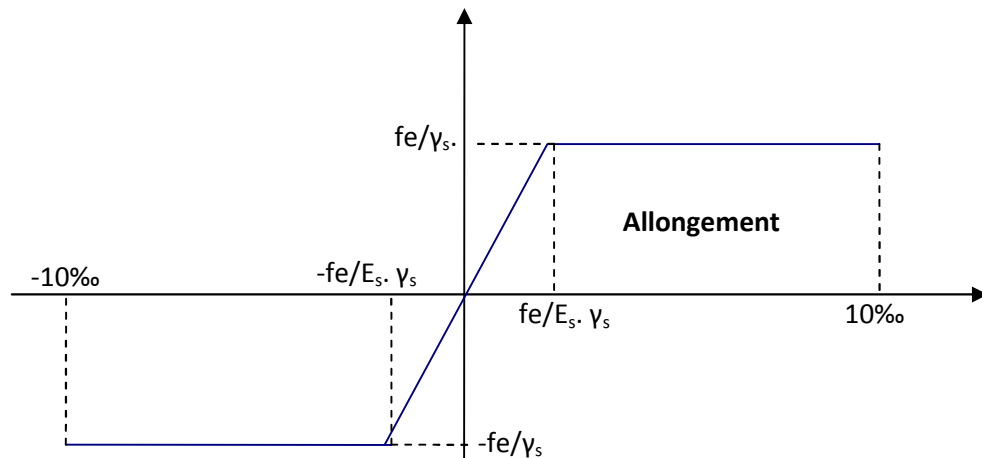
$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; \left(90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ti}} \right) \right] \dots\dots\dots (\text{BAEL91 / Art A.4.5, 34})$$

η : Coefficient de fissuration dont les valeurs sont définies dans le tableau I-1 :

- $\eta = 1$: Pour les aciers doux (RL).
- $\eta = 1,6$: Pour les aciers à haute adhérence (HA).
- $\eta = 1,3$: Pour les treilles soudés (T.S).

-Diagrammes de contraintes -déformation de L' acier : (CBA 93 - A.2.2.2)

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :



Figures I- : Diagramme de contraintes-déformations des acier

σ : contrainte limite de déformation de l'acier

f_e : nuance de l'acier

E_s : module d'élasticité longitudinale

γ_s : coefficient de sécurité

-Protection des armatures : (art A.7.2BAEL 91)

Pour avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller que l'enrobage (c) des armatures soit :

$C \geq 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages exposés à la mer, aux brouillards ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)

$C \geq 1 \text{ cm}$: pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Alors pour notre cas on va prendre :

- ✓ Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **$C=3\text{cm}$** .
- ✓ Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **$C=2\text{cm}$** .

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

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

II.1. Les planchers

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- ◆ La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- ◆ La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement
- ◆ L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la Protection des occupants.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$- \quad h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{Avec : } h_t : \text{ hauteur du plancher.}$$

L_{max} : portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$h_t = (370 / 22.5) = 16.44 \text{ cm.}$$

On adopte $h_t = 20 \text{ cm.}$ → Corps creux (16+4).

Avec : Epaisseur du corps creux : 16cm.

 Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

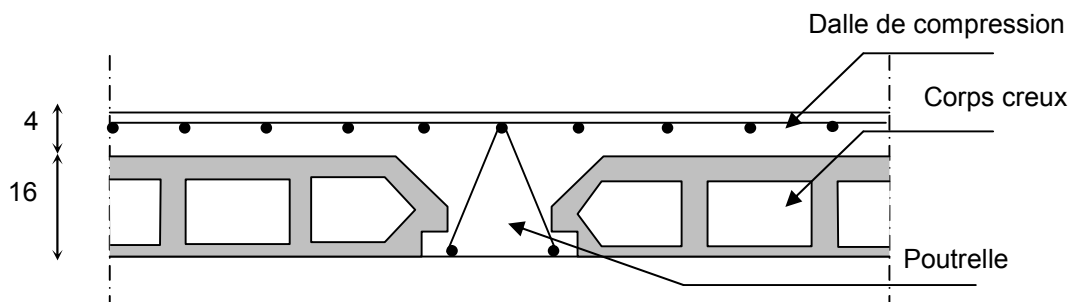


Figure : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II 2. Les poutres

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur: $b \geq 20\text{cm}$.
2. Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$. (RPA99. Art 7.5.1)
3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$.
4. $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$. (b_1 : largeur de poteau)

a).Poutres principales : Elles sont les poutres porteuses.

- La hauteur des poutres principales est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : portée entre nus d'appuis $L = 400 - 30 = 370\text{ cm}$

Donc : $(370/15) \leq h \leq (370/10) \longrightarrow 24.66\text{ cm} \leq h \leq 37\text{ cm}$. On adopte :

h=35 cm.

- La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$

$14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b=30cm}$

➤ La section des poutres principales est: **(35×30) cm**

Vérification des conditions du RPA

- ✓ $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
- ✓ $h_t = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h_t}{b} = 1.16 < 4$ Condition vérifiée.

b). Poutres secondaires : Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

- la hauteur des poutres secondaires est données par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec : $L = 400 - 30 = 370\text{ cm}$.

Donc : $(370/15) \leq h \leq (370/10) \longrightarrow 24.66\text{cm} \leq h \leq 37\text{ cm}$. On adopte **h=30cm**

- La largeur de la poutre est déterminée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \quad 12\text{ cm} \leq b \leq 21\text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{b=25cm}$.

➤ La section des poutres secondaires est **(30x25)cm**

Vérification des conditions du RPA

- ✓ $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- ✓ $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition non vérifiée.
- ✓ $\frac{h_t}{b} = 1.2 < 4$ Condition vérifiée.

II.3. Les voiles :

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

Selon le RPA 99 ADDANDA2003, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante: $L_{\min} \geq 4 e_p$.

Avec e_p : épaisseur des voiles

L : portée min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

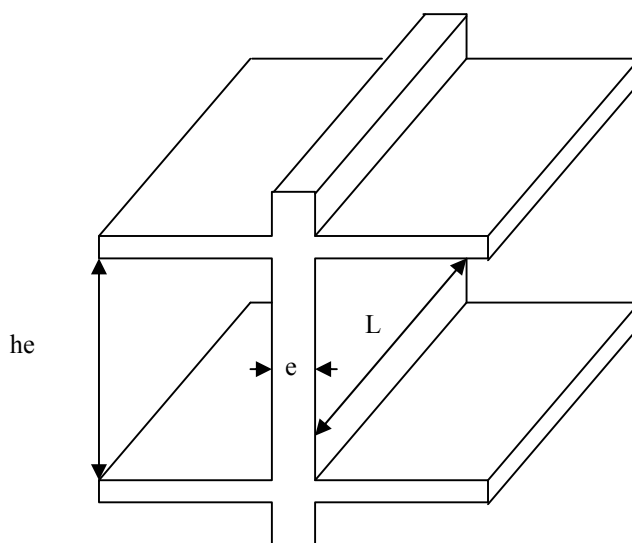
$$e_p \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}.$$

$$h_e = h_{\text{emax}} = \text{hauteur du RDC} = 4.42 - 0.20 = 4.22 \text{ m.}$$

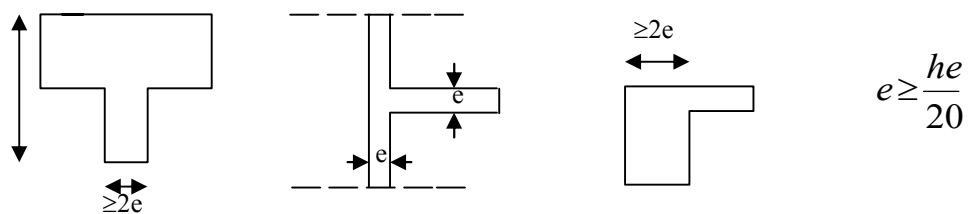
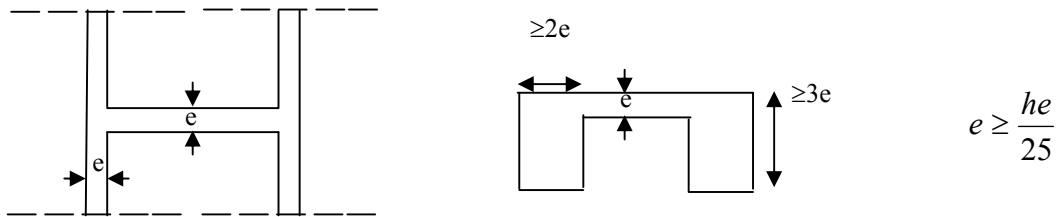
$$\text{Donc : } \frac{h_e}{20} = \frac{4.22}{20} = 21.10 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 21.10 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad \text{on prend : } e_p = 25 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.



Coupe de voile en élévation



II.4. Les poteaux

Le prédimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec} \quad N = G + Q$$

N : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente. Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} : \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a$
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone III et II}_b$
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad 1/4 < b_1/h_1 < 4$

II.4.1 Détermination des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

➤ Les planchers

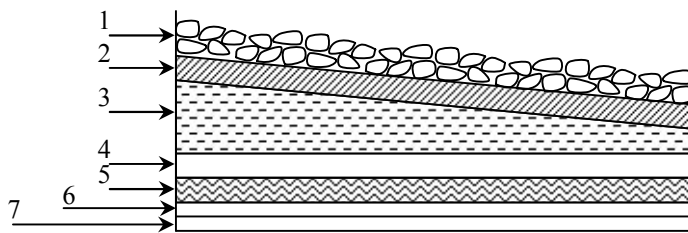


Fig. Coupe verticale d'un plancher terrasse.

◆ Plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho \text{ (KN/m}^2/\text{cm)}$	$G \text{ (KN/m}^2)$
1	Couche de gravillon	5	0.17	0.85
2	Étanchéité multicouche	2	0.095	0.19
3	Forme de pente en béton	7	0.22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
5	Feuille de polyanne	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+ 4)	20	/	3.10
7	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
G _{Total}				6.05

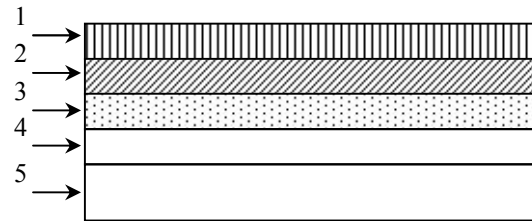


Fig : Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux -

♦ **Plancher d'étage courant**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² / cm)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.22	0.44
3	Couche de sable	2	0.18	0.36
4	Plancher en corps creux	20	/	3.10
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	/	0.90
7	Enduit sur les deux cotes de la cloison	2	0.1	0.20
G Total				5.64

➤ **Dalle pleine :**

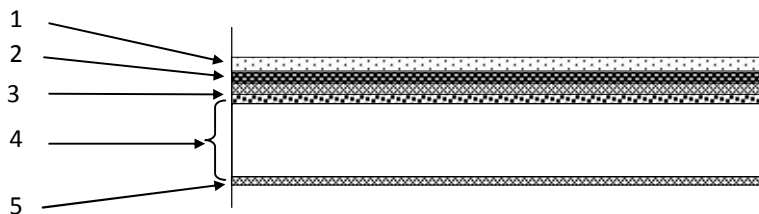


Figure : Coupe verticale de la dalle pleine (étage courant).

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage.	2	-	0,44
2	Mortier de pose.	2	22	0,44
3	Couche de sable.	2	18	0,36
4	Dalle plain en béton armé.	15	25	3,75
5	Enduit en plâtre.	1,5	10	0,20
				$G_{DP} = 5,19 \text{ KN}$

➤ **Les Murs :**

◆ **Murs extérieurs**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

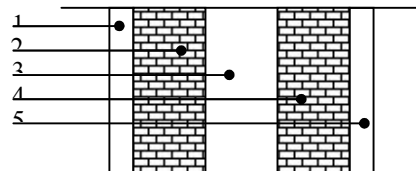


Fig.. Coupe verticale

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	0.18	0.44
2	Briques creuses	15	/	1.30
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	/	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
G Total				2.84

♦ Murs intérieurs

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

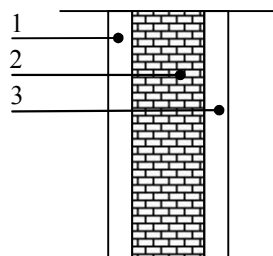


Fig.. Coupe horizontale

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Enduit plâtre	1.5	0.1	0.15
G_{Total}				1.2

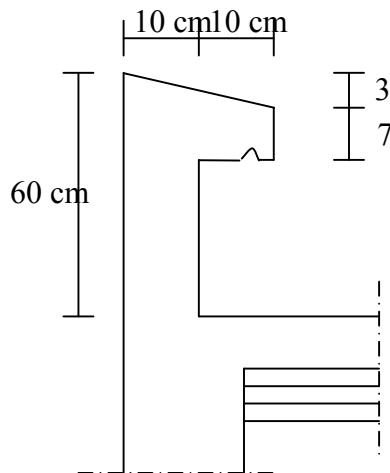
➤ les balcons :

N°	DESIGNATION	EPAISSEUR [CM]	POIDS VOLUMIQUE [KN/M ³]	CHARGES [KN/M ²]
1	Revêtement carrelage	2	22,00	0,44
2	Mortier de pose	2	20,00	0,40
3	Couche de sable	2	18,00	0,36
4	Corps creux	20	/	3,10
5	Enduit en mortier	2	22,00	0,44
				$G_b = 4,74$

➤ **L'acrotère****Calcul de son poids propre**

$$G = \left[(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.675 \text{ KN/m}^2.$$

**Fig.. Dimensionnement de l'acrotère.**❖ ***Les surcharges d'exploitations***

- Plancher terrasse..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant..... $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher 1^{er} étage..... $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Balcon $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Escaliers desservants les différents étages..... $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$.

II.4.2 Loi de dégression des surcharges

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété du chargement sur tous les planchers.

Q_1	
Q_2	Q_0
Q_3	Q_0
Q_4	Q_0+Q_1
Q_5	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2).$
Q_6	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3).$
Q_7	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4).$
Q_8	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5).$
Q_9	.
Q_{10}	.
Q_{11}	.
Q_{12}	.
Q_n	.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Fig : Loi de dégression des surcharges

II.4.3 Descente de charges

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau G3 (voir plan).

La section du poteau est choisie selon la formule suivante : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_b$.

Avec : N : effort normal.

S : section de poteau.

σ_b : Contrainte limite admissible du poteau à la compression

($\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$)

On fait la descente de charges à l'ELS avec la combinaison $N = G + Q$

$$\text{Et on prend : } S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

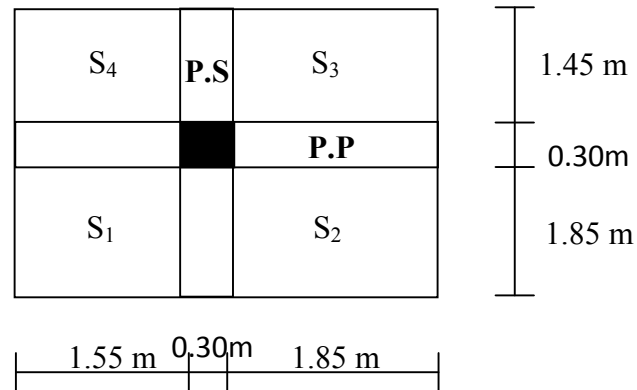


Fig : Surface revenant au poteau G3

II.4.4 Surface revenant au poteau G3

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = (1.55 \times 1.85) = 2.86 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.85 \times 1.85) = 3.42 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1.45 \times 1.85) = 2.68 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = (1.45 \times 1.55) = 2.24 \text{ m}^2.$$

$$S = s_{\text{nette}} = 2.86 + 3.42 + 2.68 + 2.24 = 11.20 \text{ m}^2.$$

$$\text{Surface total sous la surcharge d'exploitation : } s_{\text{brute}} = 3.70 \times 3.60 = 13.32 \text{ m}^2$$

- **Poids propre du plancher terrasse**

$$P_{\text{pt}} = G_t \times S = 6.05 \times 13.32 = 80.58 \text{ KN}.$$

- **Poids propre du plancher étage courant**

$$P_{\text{pc}} = G_c \times S = 5.64 \times 13.32 = 75.12 \text{ KN}.$$

- **Poids des poutres**

- **Poutres principales :** $P_{\text{pp}} = (0.35 \times 0.30 \times 3.40) \times 25 = 8.92 \text{ KN}.$

- **Poutres secondaires :** $P_{\text{ps}} = (0.25 \times 0.30 \times 3.30) \times 25 = 6.18 \text{ KN}.$

Donc le poids des poutres : $P_{\text{tot}} = P_{\text{p.p}} + P_{\text{p.s}}.$

$$P_{\text{tot}} = 15.1 \text{ KN}.$$

- Poids propre des poteaux :

- **RDC** : $25 \times (0.3 \times 0.3 \times 4.42) = \mathbf{9.94KN}$

- **1^{er} étage** : $25 \times (0.3 \times 0.3 \times 3.06) = \mathbf{6.88KN}$

- **Etage courant** : $25 \times (0.3 \times 0.3 \times 3.06) = \mathbf{6.88KN}$

II.4.5 Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression

$$S_{10} = Q_0 = \mathbf{13.32KN.}$$

$$S_9 = Q_0 + Q_1 = 13.32 + (1.5 \times 11.20) = \mathbf{30.12KN}$$

$$S_8 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 13.32 + 0.95(16.80 + 16.80) = \mathbf{45.24KN}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.32 + 0.90(16.80 \times 3) = \mathbf{58.68KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.32 + 0.85(16.80 \times 4) = \mathbf{70.44KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.32 + 0.80(16.80 \times 5) = \mathbf{80.52KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.32 + 0.75(16.80 \times 6) = \mathbf{88.92KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.32 + 0.71(16.80 \times 7) = \mathbf{96.81KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.32 + 0.68(16.80 \times 7 + 2.5 \times 11.20) = \mathbf{112.32KN}$$

$$S_1 = Q_0 + 0.66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) =$$

$$13.32 + 0.66(16.80 \times 7 + 2.5 \times 11.20 + 2.5 \times 11.20) = \mathbf{127.89KN}$$

Avec : **Q₀**: surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible:

$$Q_0 = 1 \times 13.80 = \mathbf{13.80KN.}$$

Q₁ à Q₇ : surcharges d'exploitations du plancher étage courant :

$$Q_1 \text{ à } Q_7 = 1.5 \times 11.20 = \mathbf{16.80 KN.}$$

Q₈: surcharge d'exploitation de plancher 1^{ère} étage : $Q_8 = 2.5 \times 11.20 = \mathbf{28KN}$

Q₉ : surcharge d'exploitation de plancher de RDC : $Q_9 = 2.5 \times 11.20 = \mathbf{28KN}$

Tableau : descente de charges sur le poteau G3

Niv	KN								cm ²	
	plancher	poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}
10	80.58	15.10	/	95.68	95.68	13.32	13.32	109	72.66	30x30
9	75.12	15.10	6.88	97.10	192.78	30.12	43.44	236.22	157.48	30x30
8	75.12	15.10	6.88	97.10	289.88	45.24	88.68	378.56	252.37	30x30
7	75.12	15.10	6.88	97.10	386.98	58.68	147.36	534.34	356.22	30x30
6	75.12	15.10	6.88	97.10	484.08	70.44	217.8	701.88	467.92	30x30
5	75.12	15.10	6.88	97.10	581.18	80.52	298.32	879.5	586.33	35x35
4	75.12	15.10	6.88	97.10	678.28	88.92	387.24	1065.52	710.34	35x35
3	75.12	15.10	6.88	97.10	775.38	96.81	484.05	1259.43	839.62	35x35
2	75.12	15.10	6.88	97.10	872.48	112.32	596.37	1468.85	979.23	40x40
1	75.12	15.10	9.94	100.16	972.64	127.89	724.26	1696.9	1131.26	40x40

II.4.6 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a.$

✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

Les sections adoptées :

$(40 \times 40) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{pour le RDC et le 1}^{\text{er}} \text{ étage.}$

$(35 \times 35) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{pour le 2}^{\text{ème}}, 3^{\text{ème}}, \text{et } 4^{\text{ème}} \text{ étage.}$

$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{du } 5^{\text{ème}} \text{ au } 9^{\text{ème}} \text{ étage.}$

$\Rightarrow$ Les conditions du RPA sont vérifiées.

II.5 Vérifications au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$

Avec :

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

Les vérifications

Pour le RDC et le 1^{er} étage (poteau 40×40) cm² : $l_0 = 3.68 \text{ m} \rightarrow \lambda = \mathbf{22.30} < \mathbf{50}$.

Pour le 2^{ème}, au 4^{ème} étage (poteau 35×35)cm² : $l_0 = 2.66 \text{ m} \rightarrow \lambda = \mathbf{18.42} < \mathbf{50}$.

Pour le 5^{ème} au 9^{ème} étage (poteau 30×30) cm² : $l_0 = 2.66 \text{ m} \rightarrow \lambda = \mathbf{21.50} < \mathbf{50}$.

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments

III-1 Les planchers :**III-1-1-Planchers en corps creux :**

Les planchers sont constitués d'une dalle de compression d'épaisseur de 4 cm , et de corps creux de hauteur 16 cm , reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées selon la petite portée.

Le calcul se fera sur une bande de 1 m de largeur du plancher le plus sollicité, à savoir celui de RDC.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles préfabriquées de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm .
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm .
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III-1-2-Calcul et Ferrailage de la dalle de compression : (CBA93, Art B.6.8.4.2.3)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm : Pour les armatures perpendiculaires au sens des poutrelles.

33 cm : Pour les armatures parallèles au sens des poutrelles.

Pour les sections des armatures ; au cas où la distance entre axes des poutrelles est comprise entre $50\text{ et }80\text{ cm}$, les sections des armatures perpendiculaires au sens des poutrelles doivent

satisfaire la condition : $A_{\perp} \geq \frac{4.l}{f_e}$

Quant aux armatures parallèles au sens des poutrelles, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires, c'est-à-dire :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

l : La distance (écartement) entre axes des poutrelles.

$A_{\perp}$: La section des armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$A_{//}$: La section des armatures parallèles au sens des poutrelles.

f_e : La limite d'élasticité des barres.

Soit : (l : l'entraxe des poutrelles ($L=65cm$)).

- **Calcul des armatures**

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$l = 65cm, \quad f_e = 520MPa$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e} \quad \text{lorsque } (50 cm \leq l \leq 80 cm)$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{lorsque } l \leq 50cm$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 cm^2/ml$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 cm^2$; avec un espacement : $St=20cm$.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 cm^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0,63 cm^2$; avec un espacement : $S_t = 20 cm$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $TLE[5 \times 20 \times 20]cm^2$

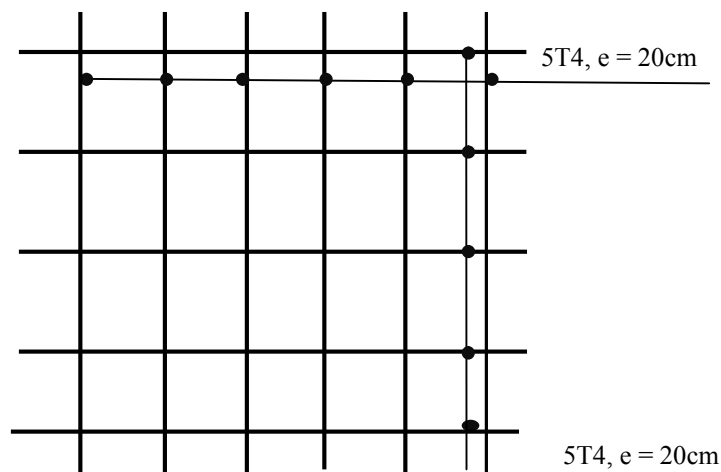


Figure : Vue en élévation du treillis soudé.

▪ Calcul de largeur de la table de compression :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{a}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec : a : distance entre deux faces voisines de nervure.

L : portée libre entre nus de la poutre.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \\ b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

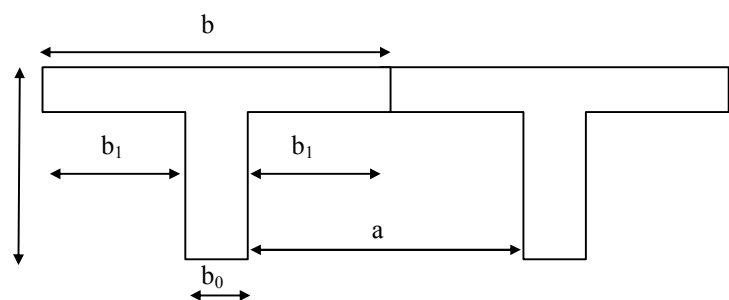


Figure: schéma de la section de la poutrelle

D' où :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

III-1-3- Calcul des poutrelles :

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher du RDC) ; ce calcul se fera en deux étapes :

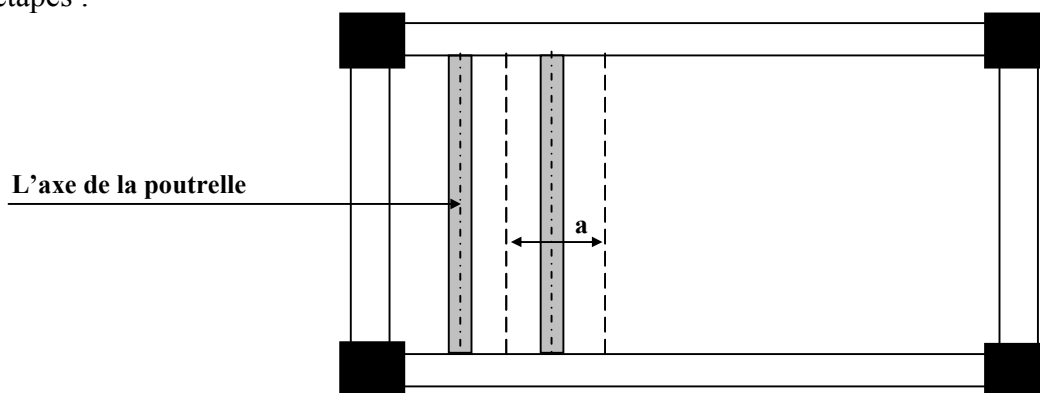


Figure : Plancher avec poutrelles pré fabriquées.
(Disposition des poutrelles).

a : La largeur de la partie du plancher reprise par La poutrelle.

Etape1: Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

❖ Détermination des charges :

• Les charges permanentes :

Le poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 \times 1ml = 0,12 \text{ KN / ml}$

Le poids propre du corps creux : $0,95 \times 0,65 \times 1ml = 0,62 \text{ KN / ml}$

$$G = 0,74 \text{ KN / ml}$$

• La charge d'exploitation :

C'est une charge due à la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN / ml}$

❖ La combinaison d'actions à l'ELU :

$$q_U = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 0,65 = 1,97 \text{ KN / ml}$$

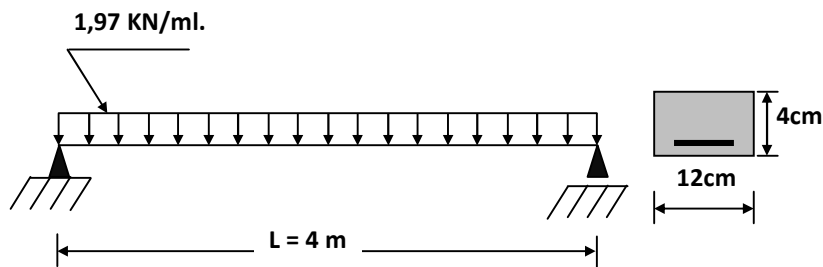


Figure : Schéma statique de la poutrelle avant le coulage

❖ Détermination des efforts internes :

• Détermination du moment isostatique maximum en travée :

$$M_t = \frac{q_U l^2}{8} = \frac{1,97 \times 4^2}{8} = 3,94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3,94 \text{ KN.m}$$

• Détermination de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_U l}{2} = \frac{1,97 \times 4}{2} = 3,94 \text{ KN}$$

$$T = 3,94 \text{ KN}$$

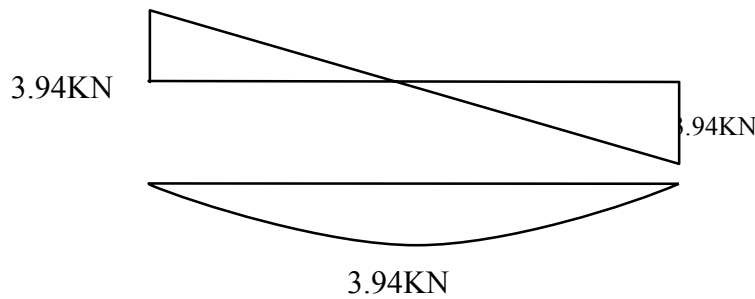


**Figure: Diagrammes des efforts internes de la poutrelle.
(Avant coulage du béton).**

❖ **Détermination du Ferrailage à l'ELU :**

Les armatures seront calculées en flexion simple :

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

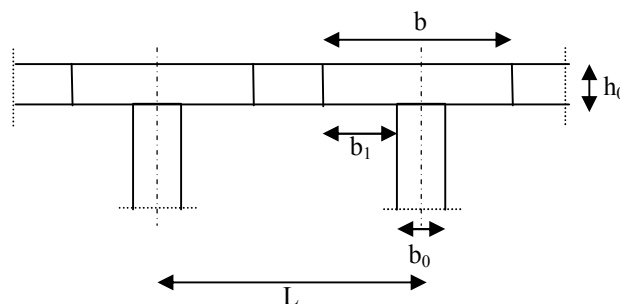
$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,94 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,78$$

$\mu = 5,78 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est doublement armée.

Comme la hauteur de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour mieux supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression soit : (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

Etape2 : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire avec celle-ci, et elle sera calculée comme une poutre de section en T, reposant sur plusieurs appuis, partiellement encastrée à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression, en plus le poids des surcharges d'exploitation revenant au plancher.



La poutrelle sera soumise dans ce cas à :

- Poids propre du plancher : $G = 5,64 \times 0,65 = 3.66 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0,65 = 1.62 \text{ kN/ml}$

❖ **combinaison d'actions :**

- à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 7.37 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + Q = 5.28 \text{ KN/ml}$

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

a) Les conditions d'application de la méthode forfaitaire (CBA93-Article B.6.2.2.1) :

La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien 5 KN/m^2 , c'est-à-dire : $[Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)]$

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

$$G = 5.64 \text{ KN/m}^2$$

On a : $2.5 \text{ KN/ml} < \max(11.28 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ **Condition vérifiée.**

✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton.

Condition vérifiée.

✓ Les valeurs des moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour toutes les travées en continuité. **Condition vérifiée.**

✓ Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

Vérification :

- ▶ $4.00/3.40 = 1.17$
- ▶ $3.40/3.00 = 1.13$
- ▶ $3.00/3.40 = 0.88$
- ▶ $3.40/4.00 = 0.85$

Toutes les valeurs vérifient le rapport. **Condition vérifiée.**

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Principe de la méthode forfaitaire (CBA93–B.6.2.2.1):

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant isostatique (M_0) dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes chargements.

✓ Calcul de coefficient α (BAEL 91/Art B.1.1.2) :

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

La condition doit être vérifiée : $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

✓ Calcul des moments fléchissant (BAEL 91/Art B.1.12) :

M_0 : Moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

M_w, M_e : Moments en valeurs absolues aux appuis respectivement de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : Moment maximal pris en compte dans les calculs.

✓ Appuis intermédiaires (CBA93–Annexe E) :

Les moments aux appuis intermédiaires ont pour valeurs:

$0,6.M_0$: Pour le cas d'une poutre à deux travées.

$0,5.M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive pour une poutre à plus de deux (02) travées.

$0,4.M_0$: Pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 03 travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues à gauche et à droite de l'appui.

Sur les appuis de rive, les valeurs des moments sont prises égales à $0,3.M_0$

Les valeurs des moments en travées doivent vérifier les conditions ci-dessous :

• Travée de rive :

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

• Travée intermédiaire :

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

c) Application de la méthode forfaitaire :

❖ Calcul de coefficient α (BAEL 91/Art B.1.1.2) :

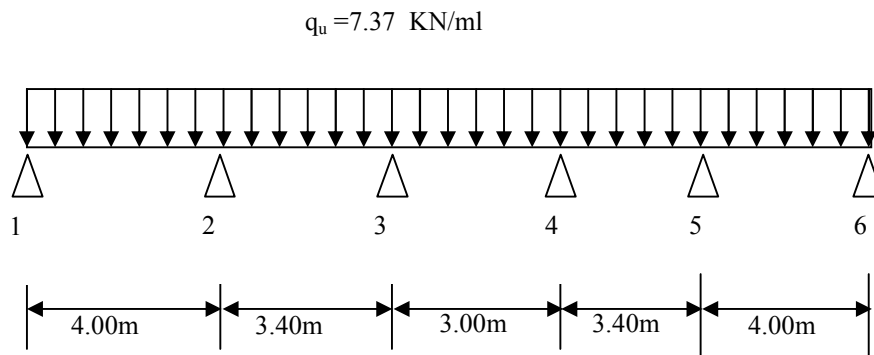
$$\alpha = \frac{2.5}{5.64 + 2.5} = 0,30$$

$$0 < 0,3 < 0,66 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans notre cas de bâtiment, on distingue deux types de poutres continues, et cela en fonction du nombre de travées comme indiqué ci-dessous, tout en considérant des liaisons semi encastrées aux niveau des appuis de rives.

❖ Calcul des sollicitations pour la poutre a ELU :

Cette catégorie contient les poutres ayant cinq (05) travées.



1. Calcul des moments isostatiques :

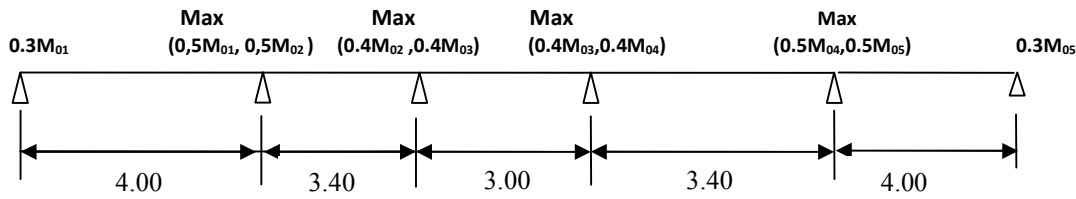
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{01} = 14.74 \text{ KN.m} \quad M_{05} = 14.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 10.64 \text{ KN.m} \quad M_{04} = 10.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 8.29 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments sur appuis:



$$M_1 = 0,3.M_{01} = 0,3 \times 14,74 = 4,42 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5. \max(M_{01}, M_{02}) = 0,5 \times 14,74 = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4. \max(M_{02}, M_{03}) = 0,4 \times 10,64 = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4. \max(M_{03}, M_{04}) = 0,4 \times 10,64 = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,5. \max(M_{04}, M_{05}) = 0,5 \times 14,74 = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,3.M_{05} = 0,3 \times 14,74 = 4,42 \text{ KN.m}$$

,

3. Calcul des moments en travées :

$$1 + 0,3a = 1,09 \quad , \quad \frac{1 + 0,3a}{2} = 0,545 \quad , \quad \frac{1,2 + 0,3a}{2} = 0,645$$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(1-2)} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq \max [1,05M_{01} ; 1,09M_{01}] \\ M_{t(1-2)} \geq 0,645.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(1-2)} + \frac{4,42 + 7,37}{2} \geq 1,09 \times 14,74 = 16,06 \\ M_{t(1-2)} \geq 0,645 \times 14,74 = 9,50 \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} \geq \max (10,17 ; 9,50)$$

On prend:

$$M_{t(1-2)} = 10,17 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(2-3)} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq \max [1,05M_{02} ; 1,09M_{02}] \\ M_{t(2-3)} \geq 0,545M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(2-3)} + \frac{7.37 + 4.25}{2} \geq 1,09 \times 10.64 = 11.59 \\ M_{t(2-3)} \geq 5.79 \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} \geq \max(5.78 ; 5.79)$$

On prend: $M_{t(2-3)} = 5.79 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(3-4)} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq \max[1,05M_{03} ; 1,09M_{03}] \\ M_{t(3-4)} \geq 0,545M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(3-4)} + \frac{4.25 + 4.25}{2} \geq 1,09 \times 8.29 = 9.03 \\ M_{t(3-4)} \geq 0,545 \times 8.29 \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} \geq \max(4.78 ; 4.52)$$

On prend: $M_{t(3-4)} = 4.78 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(4-5)} + \frac{M_4 + M_5}{2} \geq \max[1,05M_{04} ; 1,09M_{04}] \\ M_{t(4-5)} \geq 0,545M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(4-5)} + \frac{4.25 + 7.37}{2} \geq 1,09 \times 10.64 = 11.59 \\ M_{t(4-5)} \geq 0,545 \times 10.64 \end{cases}$$

$$M_{t(4-5)} \geq \max(5.78 ; 5.79)$$

On prend: $M_{t(4-5)} = 5,79 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(5-6)} + \frac{M_5 + M_6}{2} \geq \max[1,05M_{05} ; 1,09M_{05}] \\ M_{t(5-6)} \geq 0,645M_{05} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(5-6)} + \frac{7.37 + 4.42}{2} \geq 1,09 \times 14.74 = 16.06 \\ M_{t(5-6)} \geq 9.50 \end{cases}$$

$$M_{t(5-6)} \geq \max(10.17 ; 9.50)$$

On prend: $M_{t(5-6)} = 10.17 \text{ KN.m}$

4. Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant au niveau d'une travée est donné par la formule suivante :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

l : La longueur de la travée.

M_i , M_{i+1} : Moments en valeurs algébriques aux appuis (i) et $(i+1)$ respectivement

A.N : $q_u = 7.37 \text{ KN} / \text{ml}$

La travée (1-2) : $l = 4.00 \text{ m}$

$$T_1 = \frac{7.37 \times 4.00}{2} + \frac{7.37 - 4.42}{4.00} = 15.47 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{7.37 \times 4.00}{2} + \frac{7.37 - 4.42}{4.00} = -14.00 \text{ KN}$$

La travée (2-3) : $l = 3.40 \text{ m}$

$$T_2 = \frac{7.37 \times 3.40}{2} + \frac{4.25 - 7.37}{3.40} = 11.61 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{7.37 \times 3.40}{2} + \frac{4.25 - 7.37}{3.40} = -13.44 \text{ KN}$$

La travée (3-4) : $l = 3.00 \text{ m}$

$$T_3 = \frac{7.37 \times 3.00}{2} + \frac{4.25 - 4.25}{3.00} = 11.05 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{7.37 \times 3.00}{2} + \frac{4.25 - 4.25}{3.00} = -11.05 \text{ KN}$$

La travée (4-5) : $l = 3.40 \text{ m}$

$$T_4 = \frac{7.37 \times 3.40}{2} + \frac{7.37 - 4.25}{3.40} = 13.44 \text{ KN}$$

$$T_5 = -\frac{7.37 \times 3.40}{2} + \frac{7.37 - 4.25}{3.40} = -11.61 \text{ KN}$$

La travée (5-6) : $l = 4.00 \text{ m}$

$$T_5 = \frac{7.37 \times 4.00}{2} + \frac{4.42 - 7.37}{4.00} = 14.00 \text{ KN}$$

$$T_6 = -\frac{7.37 \times 4.00}{2} + \frac{4.42 - 7.37}{4.00} = -15.47 \text{ KN}$$

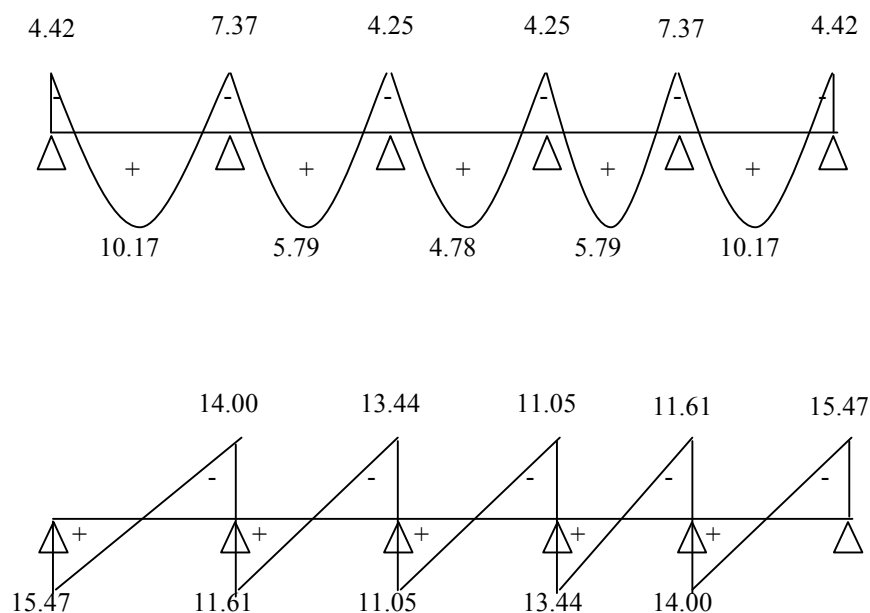


Figure : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

5. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures longitudinales se fera pour une section en T dont les dimensions sont données par les formules (du BAEL 91/Art A.4.1, 3) :

La hauteur totale : $h = 20 \text{ cm}$

La largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la table de compression : $b = 65 \text{ cm}$

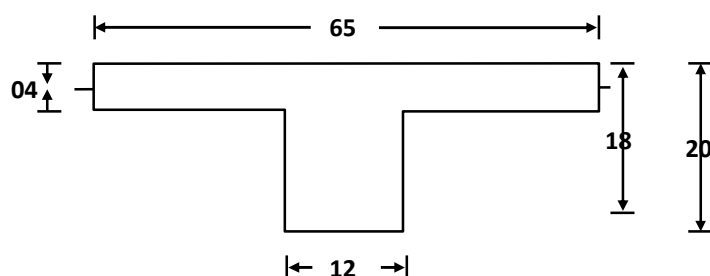


Figure: schéma de la section de la poutrelle.

Calcul du moment repris par la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 10^{-6} = 59,072 \text{ KN} / m$$

$M_t > M_{trav}^{\max}$: L'axe neutre se trouve dans la table de compression, par conséquent, le calcul se fera pour une poutre de section rectangulaire, de dimensions $b=65\text{cm}$ et $h=20\text{cm}$.

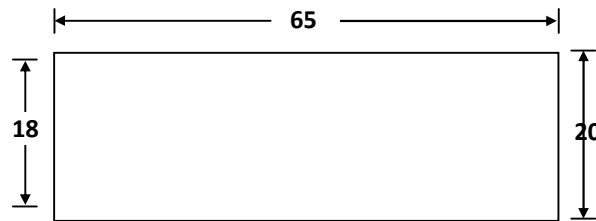


Figure: La section de calcul de la poutrelle.

❖ **Armatures longitudinales à L'ELU :**

- Aux travées :

$$\mu = \frac{M_{trav}^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.17 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \dots\dots\dots \text{S.S.A (ASC=0)}$$

$$u = 0,034 \quad \text{Tableau} \quad \beta = 0,983$$

$$A_{trav} = \frac{M_{trav}^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.17 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{trav} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

Aux niveaux des appuis, la table de compression est entièrement tendue, et la section sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions : $b_0=12\text{cm}$, $h=20\text{cm}$.

$$\mu_l = \frac{M_{app}^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.37 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0.133 < \mu_l = 0,392 : \quad \text{S.S.A}$$

$$u = 0.133 \quad \text{Tableau} \quad \beta = 0,9285$$

$$A_s = \frac{M_{app}^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.37 \times 10^3}{0,9285 \times 18 \times 348} = 1.267 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{app} = 1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les sections d'armatures à ELU sont comme suit :

En travée : $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$

❖ Calcul des armatures transversales :

Les aciers utilisés sont de nuance FeE 235.

• Diamètre maximal des barres (BAEL 91/Art A.7.2, 2) :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10} ; \phi_l ; \frac{h}{35}\right)$$

ϕ_t : Diamètre des barres utilisées comme acier transversal.

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

h : La hauteur de la poutrelle ($h = 20 \text{ cm}$).

ϕ_l : Le diamètre minimal des aciers longitudinaux.

A.N :
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{12}{10} ; 1 ; \frac{20}{35}\right) \text{ cm}$$

Donc :
$$\phi_t \leq \min(1,2 ; 1 ; 0,57) \text{ cm} = 0,57 \text{ cm}$$

On prend :
$$\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times 0,6^2}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte :
$$2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

• calcul de l'espacement (BAEL91/Art A.5.1, 22) :

$$S_T \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

On aura :
$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

On prend :
$$S_t = 15 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ MPa}$$

A.N :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{0,57 \times 235}{12 \times 15} = 0,74 \text{ MPa} \\ 0,74 > 0,4 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6. Vérifications à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.7.2, 1) :

Les sections d'armatures longitudinales adoptées doivent vérifier la condition suivante :

$$A \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{On a : } A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

• En travée : $A_{trav} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_{trav} > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• A l'appui : $A_{app} = 1,13 \text{ cm}^2$

$$A_{app} > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211) :

Pour justifier les armatures transversaux vis-à-vis de l'effort tranchant ultime au niveau des appuis, on doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ (Contrainte tangentielle limite dans le cas d'une fissuration peu nuisible).

A.N : $\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$

$$T_1^{\max} = 15.47 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{15.47 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.716 \text{ MPa} \\ 0.716 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence au niveau des appuis (BAEL 91/Art A.6.1, 3) :**

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{T_1^{\max}}{0,9d \sum u_i} ; \quad \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$$

$\sum u_i$: Le périmètre utile des barres.

A.N : $T_1^{\max} = 15,47 \text{ KN}$

$$\sum u_i = 12 \times \pi = 37,69 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_s &= \frac{15,47 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,69} = 2,53 \text{ MPa} \\ 2,53 \text{ MPa} &< 3,15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL 91/ Art 5.1, 313) :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T} \quad \bar{T} = 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(0,9d ; a') \quad a' : \text{La largeur de l'appui.}$$

A.N : $a = 16,2 \text{ cm}$ $\bar{T} = 0,4 \times 162 \times 120 \times \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$

• **Appuis de rives :** $T_1^{\max} = 15,47 \text{ KN}$
 $15,47 \text{ KN} < 129,60 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

• **Appuis intermédiaires :** $T_2^{\max} = 14,00 \text{ KN}$
 $14,00 \text{ KN} < 129,60 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Influence sur les armatures inférieures (BAEL 91/Art A.5.1, 321) :**

$$A \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \cdot \left(T + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

A.N : $A = 1,13 \text{ cm}^2$

• **Appuis de rives :** $T_1^{\max} = 15,47 \text{ KN}$
 $M_u = 4,42 \text{ KN.m}$

$$\left. \begin{aligned} \frac{1,15}{400} \times (15,47 - \frac{4,42 \times 10^3}{16,2}) &= -0,74 \text{ cm}^2 \\ 1,13 \text{ cm}^2 &> -0,74 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaires : $T_2^{\max} = 14,00 \text{ KN}$

$$M_u = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{1,15}{400} \times (14,00 - \frac{7,37 \times 10^3}{16,2}) &= -1,26 \text{ cm}^2 \\ 1,13 \text{ cm}^2 &> -1,26 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'ancrage des barres (longueur de scellement) :

Les barres rectilignes, de diamètre (ϕ) et de limite d'élasticité (f_e) sont ancrées sur une longueur dite d'ancrage, qui doit satisfaire la condition suivante ;

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad , \quad \tau_{se} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

A.N : $\tau_{se} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $(0,4l_s)$ pour les aciers HA.

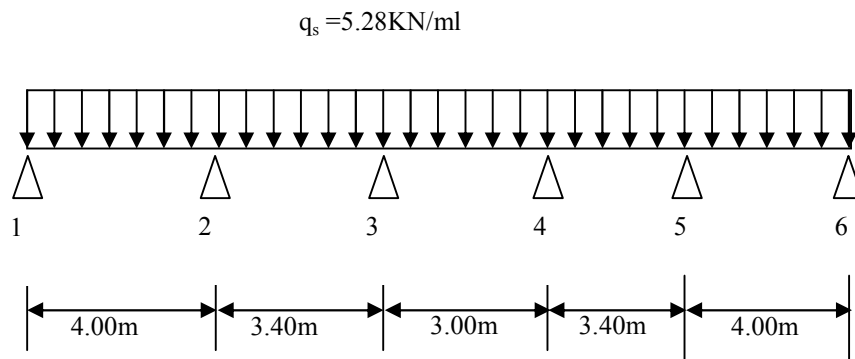
$$l_a = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm}$$

Conclusion:

Toutes les conditions de l'état limite ultime sont vérifiées.

7. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Les vérifications à l'état limite de service sont définies compte tenue de l'exploitation et de la durabilité de la construction.



Lorsque le chargement le long des travées à l'ELS est du même type que celui de l'ELU, les valeurs des sollicitations sont obtenues en multipliant les valeurs de l'ELU par le coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$:

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.28}{7.37} = 0,72$$

Donc :

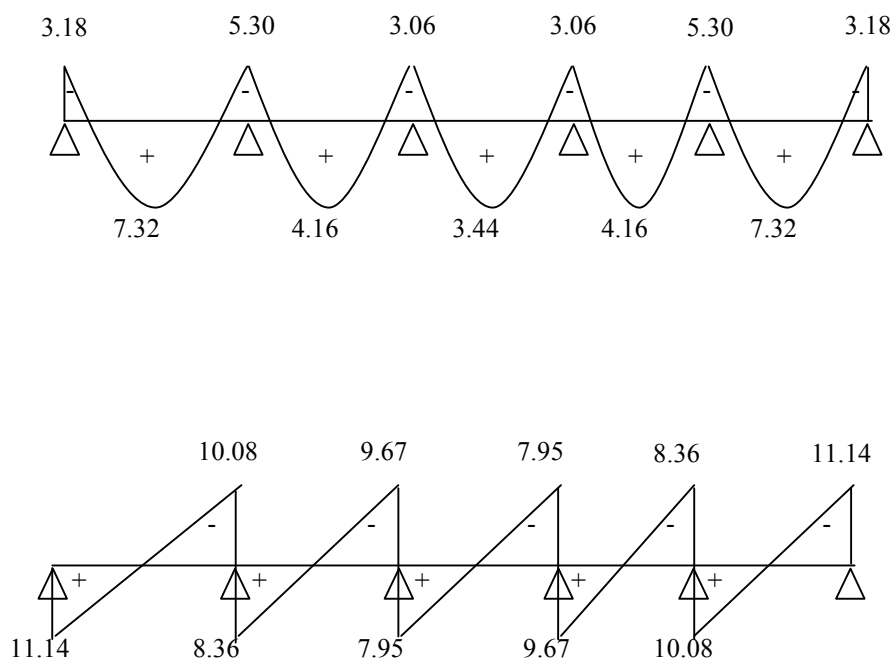


Figure: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

8. Vérification à L'ELS

➤ Etat limite de compression du béton (BAEL91/Art B.6.5, 1) :

La condition suivante doit être vérifiée : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{bc} = \sigma_s / k_1$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad , \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d}$$

β_1, k_1 : Coefficients en fonction de ρ_1 .

• Aux appuis :

$$A_{app} = 1,13 \text{ cm}^2, d = 18 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, M_{app}^{\max} = 5.30 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \quad , \quad \beta_1 = 0,892 \quad , \quad k_1 = 30,87$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{5.30 \times 10^6}{0,892 \times 180 \times 113} = 292.12 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 175.27 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{292.12}{30,87} = 9.46 \text{ MPa} \\ 9.46 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

• En travées :

$$A_{trav.} = 3,39 \text{ cm}^2, d = 18 \text{ cm}, b = 65 \text{ cm}, M_{trav}^{\max} = 7.32 \text{ KN.m} \text{ ?????}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569 \quad , \quad \beta_1 = 0.837 \quad , \quad k_1 = 15.67$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{7.32 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 339} = 143.32 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 143.32 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{143.32}{15.67} = 9.14 \text{ MPa} \\ 9.14 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Les sections d'armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5 ,3) :**

Aucune vérification à effectuer dans ce cas, car les fissurations sont peu préjudiciables.

➤ **Etat limite de déformation (CBA93 - Art B.6.5.1) :**

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.

Quelque fois, on peut admettre que le calcul de la flèche de la poutre associée aux hourdis n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \quad 3) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : La hauteur totale de la section.

L : La portée libre entre nus de la plus grande travée dans le sens considéré.

M_0 : Valeur maximal du moment isostatique dans la travée.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

b_0 : La largeur de la nervure.

A : La section d'armatures tendues.

A.N :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \\ 0.05 > 0.044 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_{trav}^{max}}{15.M_0} = \frac{7.32}{15 \times 10.56} = 0.046 \\ 0.046 > 0.033 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{d.b_0} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.015 \\ 0.015 > 0.009 \end{array} \right\} \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Etant donné qu'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :

Pour la vérification de la flèche, on utilise les formules suivantes :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \frac{L}{500} \quad ; \quad E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}\right)$$

M_{ser} : Moment de flexion dans la travée à l'ELS.

L : La longueur de la travée.

b et b_0 : Les largeurs de la table de compression et de la nervure.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n=15$).

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (v_1^3 + v_2^3) + h_0 \cdot (b - b_0) \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A \cdot (v_2 - c)^2$$

v_1 : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus comprimée ($v_1 = \frac{S}{B_0}$).

$$S = b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d$$

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15 \cdot A$$

v_2 : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues ($v_2 = h - v_1$)

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

A.N : Pour la poutrelle étudiée, on a :

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm} \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$A_{trav} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$S = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{3739,3}{12 \times 20 + 4 \times (65 - 12) + 15 \times 3,39} = 7,43 \text{ cm}$$

$$v_2 = 20 - 7,43 = 12,57 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,43^3 + 12,57^3) + 4 \times (65 - 12) \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156$$

$$\lambda_1 = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0156 \times \left[2 + \frac{3 \times 120}{650} \right]} = 1.054$$

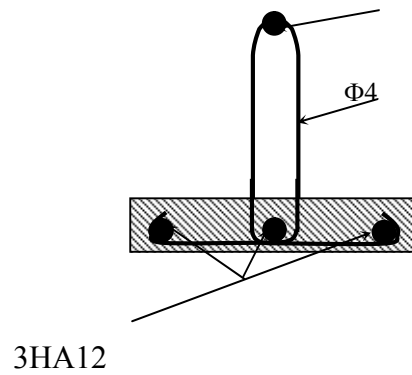
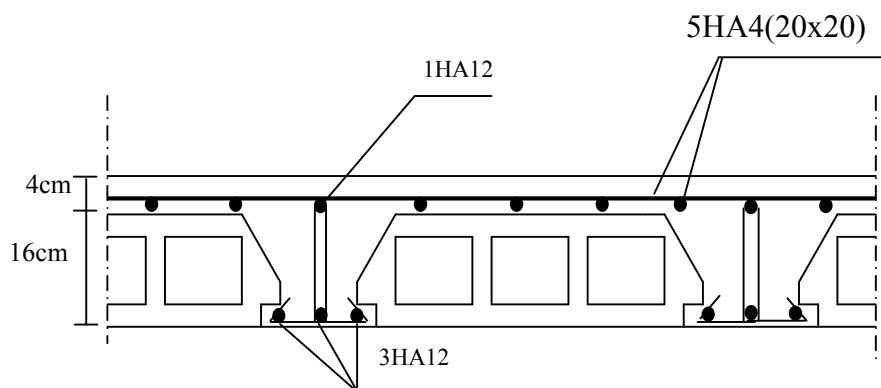
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,10}{4 \times 0,0156 \times 103.77 + 2,10} = 0.57$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799.85}{1 + 1.054 \times 0.57} = 14980.09 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{7.32 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,87 \times 14980.09 \times 10^4} = 7.22 \text{ mm}$$

$$f_v = 7.22 \text{ mm} < \frac{4000}{500} = 8.00 \text{ mm}.$$

Condition vérifiée.

9. Ferrailage de la poutrelle**10. Ferrailage de plancher :**

III-2-Calcul des escaliers :

III-2-1-Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

- Notre bâtiment est doté d'une seule cage d'escaliers, avec deux types d'escaliers :

1) Escalier d'étage courant : c'est un escalier à deux volées qui donne accès aux différents niveaux.

2) Escalier du RDC : c'est un escalier qui mène au premier étage. Il est constitué de trois volées dont la deuxième et la troisième volée sont identiques à celles de l'escalier de l'étage courant.

Donc le calcul se fera pour la première volée.

Escalier d'étage courant :(escalier droit)

III-2-2-Terminologie :

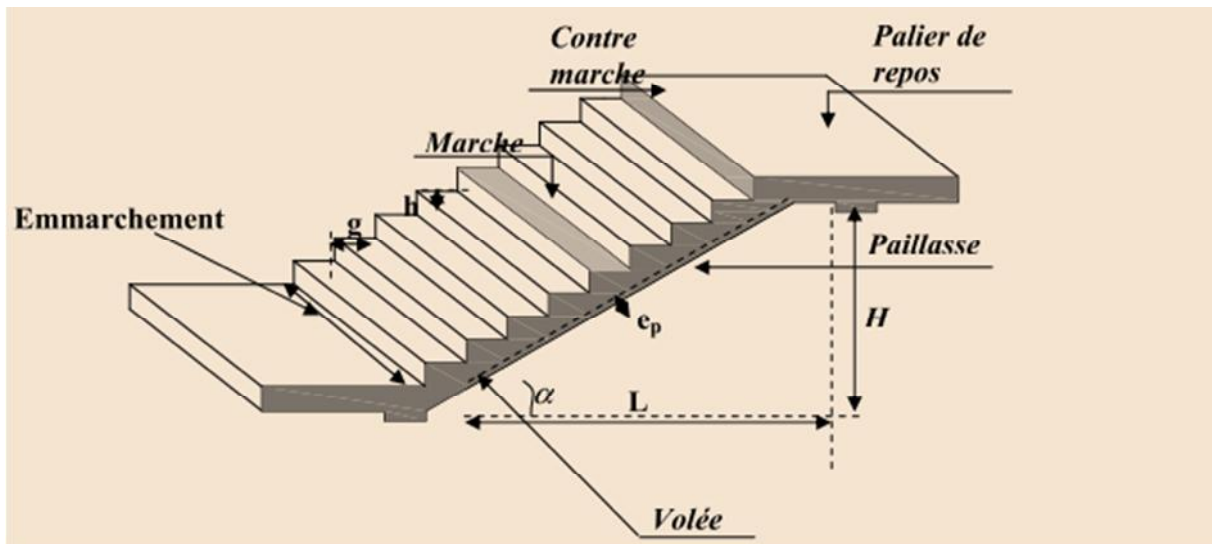


Figure : Terminologie de l'escalier

III-2-3 Caractéristiques dimensionnelles :

-La marche : Est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc

-La contre marche : Est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

-La hauteur de la contre marche(h) : Est la différence de niveau entre deux marches successives; valeurs courantes de 16,5 à 17,5.

-Le giron (g) : Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL :

$$0,59 \leq g+2H \leq 0,64$$

-La volée : La partie d'escalier comportant une suite interrompue de marches égales située entre deux paliers successifs.

Une volée ne doit pas comprendre plus de 22 marches. La pente d'inclinaisons doit être si possible égale pour toutes les volées d'un escalier, en tout cas constante pour chaque volée

-Un palier : Est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

-L'emmarchement : Représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches

n-1 : nombre de marches

e_p : épaisseur de la paillasse

III-2-4-Calcul des escaliers :

a) Pré dimensionnement de l'escalier :

a.1. Marches et contremarches :

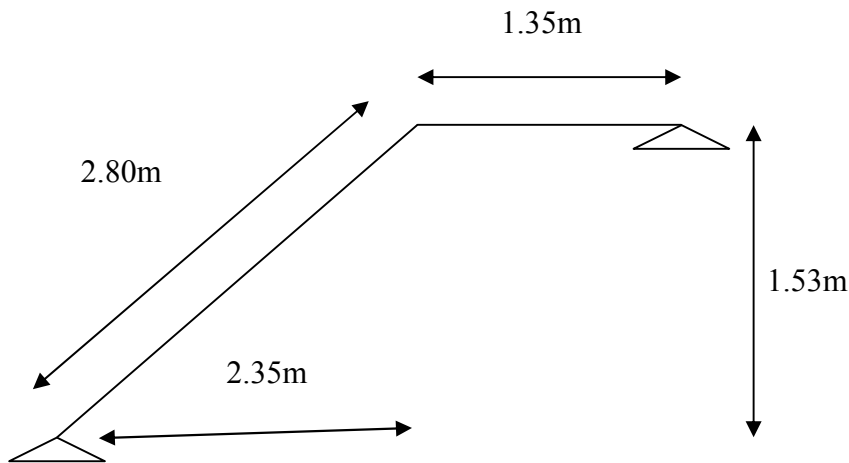


Figure : Schéma statique d'escalier

On prend compte des dimensions déjà calculées sur le plan pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionnement convenablement notre escalier

$$0,59 \leq g+2H \leq 0,64$$

$$\text{si } g=0 \quad 14 \leq h \leq 20$$

➤ Nombre de contre marche pour 2 volées :

Hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$

Hauteur total de l'étage courant $H=306$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Donc le nombre de contre marche par volée est 9 et

le nombre de marche par volée est $m = n-1 = 9-1 = 8$ marches

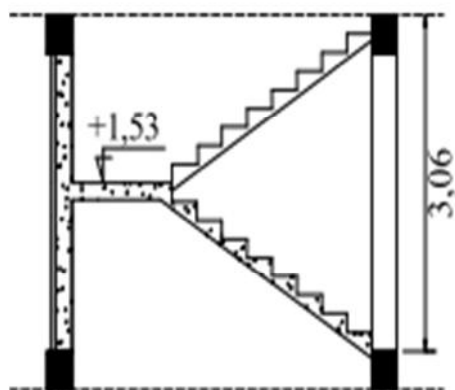


Figure: Vue en élévation de l'escalier

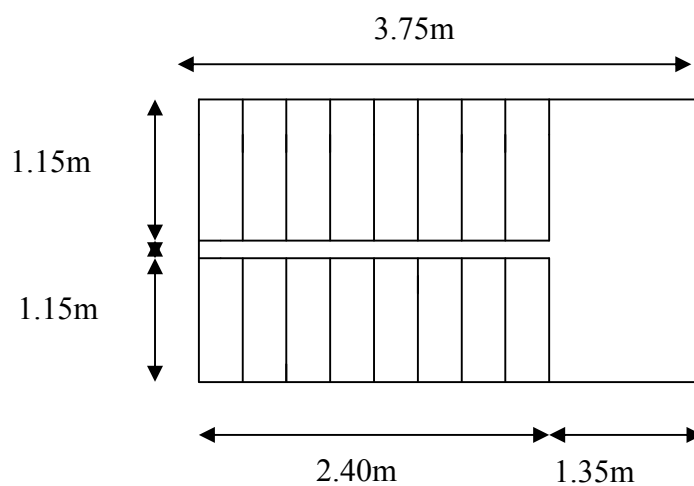


Figure : Vue en plan de l'escalier

$$0,59 \leq g + 2 \times 0,17 \leq 0,64 \quad (m)$$

$$0,25 \leq g \leq 0,3 \quad (m)$$

Soit $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les escaliers sont à 2 volées et palier intermédiaire d'où chaque volée est caractérisée par :

- ♦ $h = 17 \text{ cm}$
- ♦ $n = 9$ contre marches
- ♦ $m = 8$ marches
- ♦ $g = 30 \text{ cm}$
- ♦ l'emmarchement est de 115 cm

a. 2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

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

$$L' = L_p + L_v$$

$$H = 17 \times 9 = 153 \text{ cm}$$

$$L = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \text{Tang } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,62 \text{ cm}$$

$$L' = 135 + 284,62$$

$$L' = 419,62 \text{ cm}$$

$$\frac{419,62}{30} \leq e \leq \frac{419,62}{20}$$

$$13,98 \leq e_p \leq 20,98$$

$$\text{Soit : } e_p = 17 \text{ cm}$$

b) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontal considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers vus que les contraintes développées par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

MATERIAUX	POIDS VOLUMIQUE (KN/m ³)	EPAISSEUR (m)		G (KN/m ²)	
		Paillasse	Palier	Paillasse	Palier
Carrelage	20	0,02	0,02	0,4	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,02	0,40	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,02	0,36	0,36
Marche	22	0,085(1)	/	1,87	/
Dalle en BA	25	0,17(2)	0,2	5,04	4,25
Enduit ciment	18	0,02	0,02	0,36	0,36
Gardes corps métallique	/	/	/	0,6	/
TOTAL				9,03	5,77

Tableau- : Sollicitations de calcul

(1) Epaisseur des marches = 0,17/2

(2) Epaisseur de paillasse = 0,17/cos32°,52

Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ d'après le DTR 7.2.1

➤ **Combinaison des charges :**

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$q_u = (1,35 \times 9,03 + 1,5 \times 2,5) \text{ 1m} = 15,95 \text{ KN/m}$ pour la paillasse

$q_u = 1,35 \times 5,77 + 1,5 \times 2,5 = 11,54 \text{ KN/m}$ pour le palier

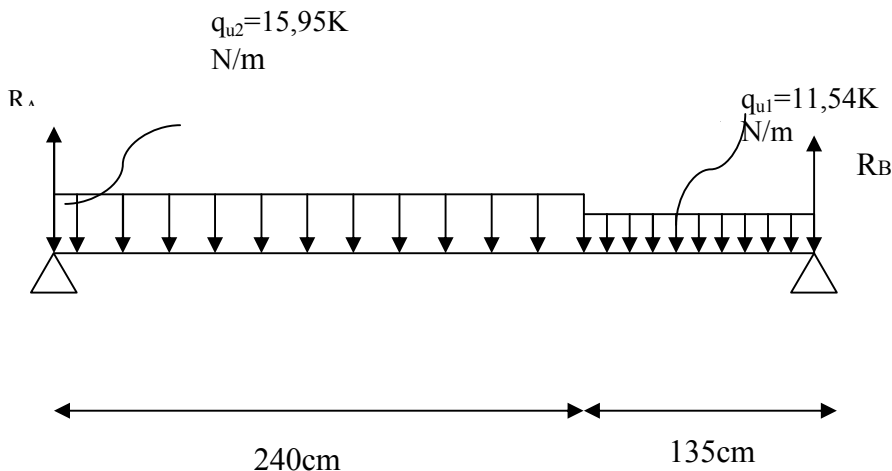
À l'ELS : $q_s = G + Q$

$q_s = (9,03 + 2,5) \text{ 1m} = 11,53 \text{ KN/m}$ pour la paillasse

$q_s = (5,77 + 2,5) \text{ 1m} = 8,27 \text{ KN/m}$ pour le palier

c) Calcul à l'état limite :

1. à l'ELU :



$$\sum F/x = 0 \Rightarrow 2,4q_{u2} + 1,35q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 15,95 + 1,35 \times 11,54 = 53,859 \text{ KN / ml}$$

$$R_A + R_B = 53,859 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{u1} \times 1,35 \times \left(2,40 + \frac{1,35}{2} \right)$$

$$R_B \times L = 15,95 \times 2,4 \times 1,2 + 11,54 \times 1,35 (2,40 + 0,675)$$

$$R_B = \frac{45,936 + 47,905}{3,75} = \frac{93,84}{3,75} = 25,02 \text{ KN}$$

$$R_A = 53,859 - 25,02 = 28,839 \text{ KN}$$

$$R_B = 25,02 \text{ KN}$$

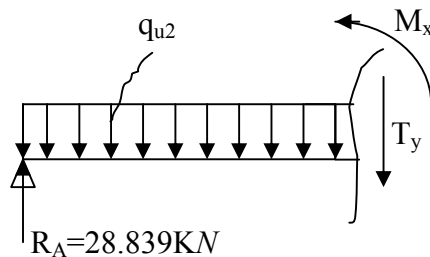
➤ **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,4$** ◆ **Calcul des efforts tranchant:**

$$T(x) = 28.839 - 15,95x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow R_A = 28.839 \text{ KN} \\ T(x=2,4) = 28.839 - 15,54 \times 2,4 = -8.457 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{28.839}{15,95} = 1.808 \text{ m}$$

$$x = 1.808 \text{ m} \quad , \quad 1.808 \in [0 ; 2,4]$$

◆ **Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 28.839 \cdot x - \frac{15,95}{2} x^2$$

$$M(x) = 28.839x - 7,975x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} x=0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 & , \quad M(x=2,4) = 23.277 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = M(x=1.808) = 28.839 \times 1.808 - 7,975(1.808)^2 = 26.07 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{\max} = 26.07 \text{ KN.m}}$$

➤ **Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.35$** ◆ **Calcul des efforts tranchant:**

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_B - P_2 + T_2 = 0$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M + P_2 \cdot x/2 - R_B \cdot x = 0$$

$$T_2 = P_2 - R_B \longrightarrow T_2 = 11,54x - 25.02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -25.02 \text{ KN} \\ T(x=1.35) = -25.02 + 11.54 \times 1.35 = -9.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = -25.02 \text{ KN} \\ T(x=1.35) = -25.02 + 11.54 \times 1.35 = -9.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

♦ Calcul de moment fléchissant :

$$M(x) = R_B x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 25.02x - \frac{11,54x^2}{2}$$

$$M(x) = 25.02x - 5,77x^2$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,35, & M(x=1,35) = 23,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_2 = 11,54x - 25,02 = 0 \longrightarrow T(x=0) \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{25,02}{11,54} = 2,168 \text{ m}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x=2,168, \quad x \notin [0, 1,35]$$

On peut résumer les efforts internes qui réagissent dans la poutre comme suit :

$0 \leq x \leq 2,4$:

$$\begin{cases} x=0 & T_1 = 28,839 \text{ KN} & M_1 = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 & T_1 = -8,457 \text{ KN} & M_1 = 23,277 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 1,35$:

$$\begin{cases} x=0 & T_2 = -25,02 \text{ KN} & M_1 = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,35 & T_2 = -9,44 \text{ KN} & M_2 = 23,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

• **Le moment aux appuis :**

$$M_{u \text{ app}} = (0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times 26,07 = -7,821 \text{ KN.m}$$

• **Le moment en travée :**

$$M_{ut} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times 26,07 = 22,15 \text{ KN.m}$$

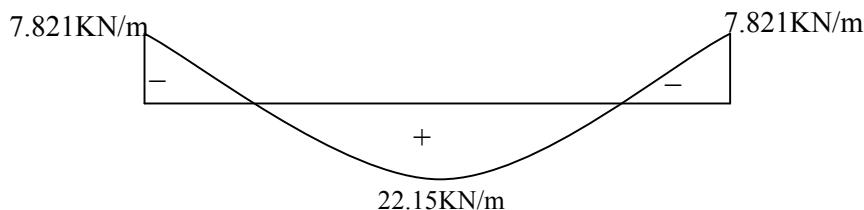


Figure : Diagrammes des moments fléchissant en

Tenant compte de l'encastrement partiel à l'ELU

❖ Diagramme des sollicitations à l'ELU :

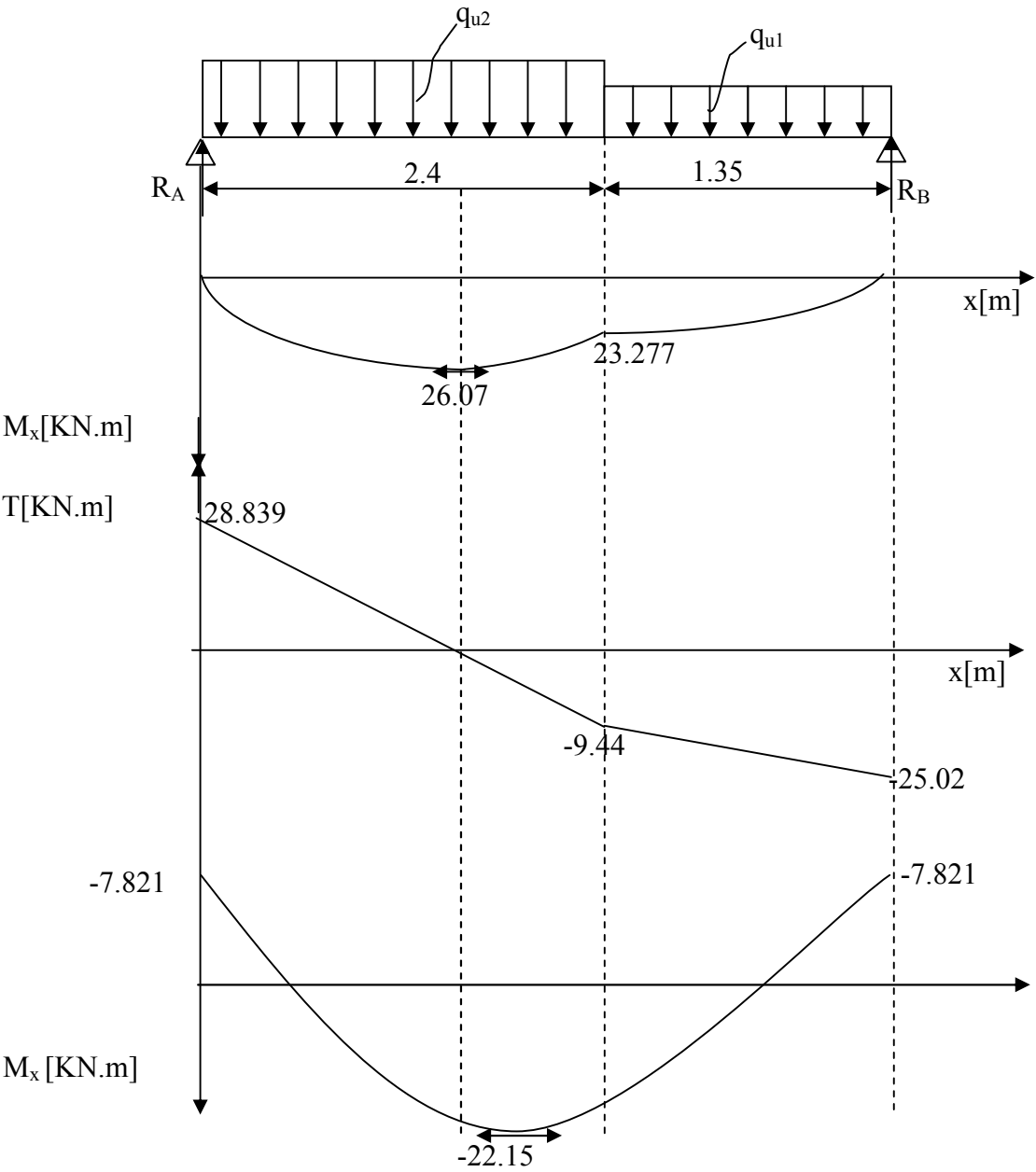
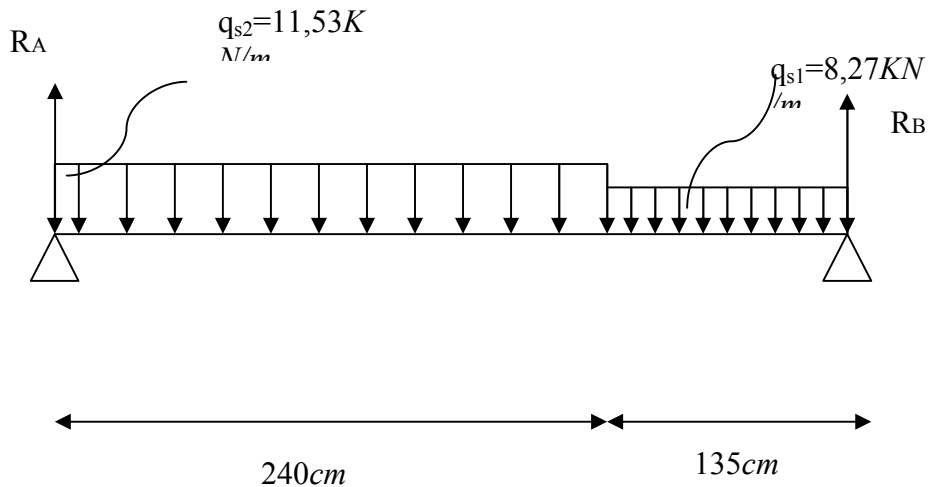


Figure : Diagramme des sollicitations à l'ELU

2. Calcul à l'ELS :



$$\sum F / x = 0 \Rightarrow 2.4q_{s2} + 1.35q_{s1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 11,53 + 1.35 \times 8,27 = 38.836 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s2} \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_{s1} \times 1.35 \times \left(2.40 + \frac{1.35}{2} \right)$$

$$R_B \times L = 11,53 \times 2.4 \times 1.2 + 8,27 \times 1.35 (2,40 + 0.675).$$

$$R_B = \frac{33,206 + 34.330}{3.75} = \frac{67.536}{3.75} = 18.009 \text{ KN}.$$

$$R_A = 38.836 - 18.009 = 20.827 \text{ KN}.$$

$$R_B = 18.009 \text{ KN}$$

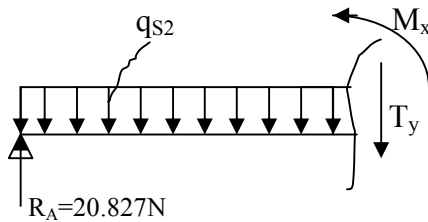
➤ **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,4$** ◆ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T(x) = 20.827 - 11,53x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow R_A = 20.827 \text{ N} \\ T(x=2,4) = 20.827 - 11,53 \times 2,4 = 20.827 - 27,672 = -6.845 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{s2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s2}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s2}} = \frac{20.827}{11,53} = 1.806 \text{ m}$$

$$x = 1.806 \text{ m}, \quad 1.806 \in [0 ; 2,4].$$



♦ **Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A x - q_{S2} \frac{x^2}{2} = 20.827x - \frac{11.53}{2} x^2$$

$$M(x) = 20.827x - 5.765x^2$$

$$\begin{cases} x=0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.4 & , \quad M(x=2.4) = 16.77034 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=1.806) = 20.827 \times 1.806 - 5.765(1.806)^2 = 18.81 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{\max} = 18.81 \text{ KN.m}}$$

➤ **Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.35$**

♦ **Calcul des efforts tranchant :**

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_B - P_2 + T_2 = 0$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M + P_2 x/2 - R_B x = 0$$

$$T_2 = P_2 - R_B \longrightarrow T_2 = 8.27x - 18.009$$

$$\begin{cases} T(x=0) = -18.009 \text{ N} \\ T(x=1.35) = -18.009 + 8.27 \times 1.35 = -6.844 \text{ KN} \end{cases}$$

♦ **Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_B x - q_{S1} \frac{x^2}{2} = 18.009x - 4.13x^2$$

$$\begin{cases} x=0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.35 & , \quad M(x=1.35) = 16.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x=0) \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_{S1}} = \frac{18.009}{8.27} = 2.177 \text{ m}$$

$$x=2.177 \quad x \notin [0 ; 1.35]$$

On peut résumer les efforts internes qui réagissent dans la poutre comme suit :

$0 \leq x \leq 2.4$:

$$\begin{cases} x=0 & T_1 = 20.827 \text{ KN} & M_1 = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.4 & T_1 = -6.845 \text{ KN} & M_1 = 16.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l}
 0 \leq x \leq 1.35 : \\
 \left\{ \begin{array}{ll} x=0 & T2 = -18.009 \text{ KN} \\ x=1.35 & T2 = -6.844 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M1 = 0 \text{ KN.m} \\ M2 = 16.77 \text{ KN.m} \end{array}
 \end{array}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{smax} au niveau des appuis et en travée.

- **Le moment aux appuis :**

$$M_{sapp} = (0,3) M_{smax} = (-0,3) \times 18.81 = -5.643 \text{ KN.m}$$

- **Le moment en travée :**

$$M_{st} = (0,85) M_{smax} = (0,85) \times 18.81 = 15.98 \text{ KN.m}$$

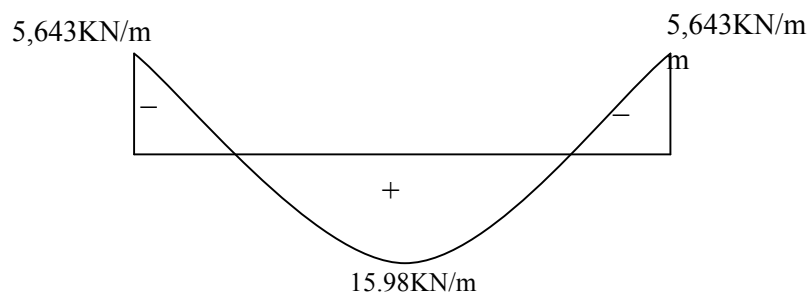


Figure : Diagrammes des moments fléchissant en te compte
de l'encastrement partiel à l'ELS

❖ Diagramme des sollicitations à l’ELS :

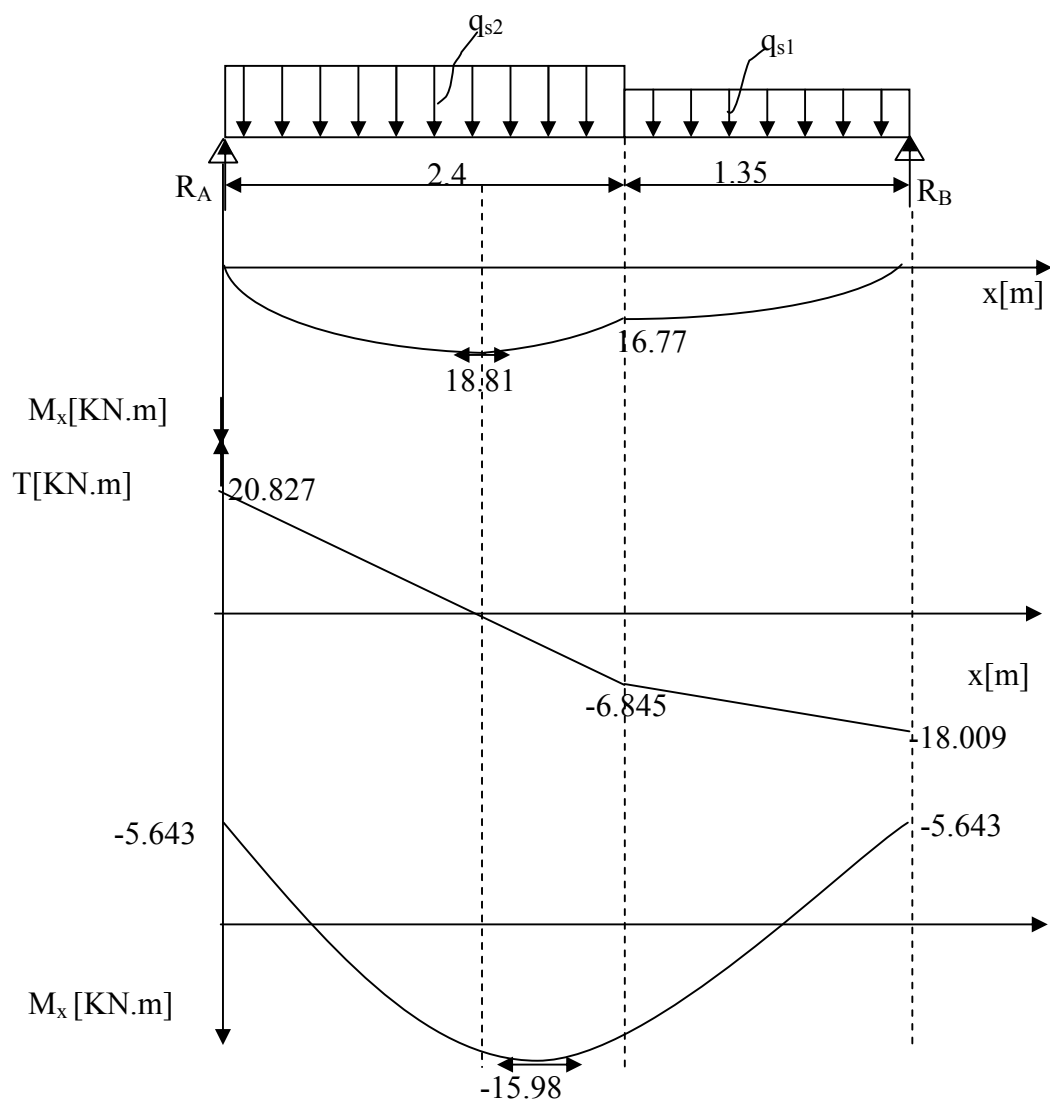


Figure: Diagramme des sollicitations à l’ELS

d) Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

1) Armatures longitudinales :**-aux appuis :**

$$M_{uapp}=7.821KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{7.821 \times 10^6}{1000 \times (150)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_b = 0,024 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires

$$\mu_b = 0,024 \quad \text{Tableau} \quad \beta = 0,988$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,821 \times 10^6}{0,988 \times 150 \times 348} = 1,516 cm^2$$

Soit $A_s = 4HA10 = 3,14 cm^2/ml$ avec un espacement de 20cm

-En travée :

$$M_{ut}=22,15KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.15 \times 10^6}{1000(150)^2 14.2} = 0,0693$$

$$\mu_b = 0,0693 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,0693 \longrightarrow \text{Tableau} \quad \beta = 0,9645$$

$$A_{travée} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.15 \times 10^6}{0.9645 \times 150 \times 348} = 4.399 cm^2$$

Soit : $A_s = 5HA12 = 5,65 cm^2/ml$ avec un espacement de 20 cm

2) Armatures de répartition :**-Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{3,14}{4} \leq A_r \leq \frac{3,14}{2}$$

$$A_{min}=0,785cm^2$$

Soit : $5HA8 = 2,51 cm^2 / ml$, avec un espacement $S_t=20cm$

-En travée :

$$\frac{5,65}{4} \leq A_r \leq \frac{5,65}{2}.$$

$$A_{\min}=1,41\text{cm}^2$$

Soit : $5HA8 = 2,51\text{cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement de 20cm

e)Vérifications :**1- Vérification à l'ELU :****➤ Vérification de non fragilité : (BAEL91 Art. A.4.2)**

$$A_{\min}=0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81\text{cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 3,14\text{cm}^2 > 1,81\text{cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{\text{st}} = 5,65\text{cm}^2 > 1,81\text{cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

➤ Répartition des barres :**Armatures de longitudinales :**

$$S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Armatures de répartition :

$$S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91 Art 61.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u \max} = 20,827\text{KN}$$

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,827 \times 1000}{0,9 \times 150 \times 125,6} = 1,228 < 3,15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.ArtA552)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{20,827 \times 1000}{1000 \times 150} = 0,1388 MPa$$

$$\tau < \bar{\tau} = 3,33 MPa \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL91ArtAr 5.1.3)**

Influence sur le béton : (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3)

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 150}{1,5} \times 25 = 900KN$$

$$V_u^{\max} = 20,827KN \leq 900KN$$

Influence sur les armatures : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1)

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad , \text{ avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9.d}$$

$$A_{\text{appuis}} = 3,14cm^2 \geq \frac{1,15}{400} (20,827 \times 10^3 + \frac{-7,821 \times 10^6}{0,9 \times 150}) = -1,06cm^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis : (art .A.6, 1.3 /BAEL91 modifiées 99)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 mm$$

$$\tau_{se} = \frac{20,827 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 125,6} = 1,228 MPa$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

➤ **Ancrage des barres aux appuis : (Art : A. 6.1.2) /BAEL 91 modifiées 99**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400 \times 10^{-1}}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm}$$

a) **2- Vérification à l'ELS :**

➤ **Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Aux appuis

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 15} = 0,16 \quad \rho = 0,16 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K = 0,0161 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5.643 \times 10^{-3}}{0,935 \times 0.15 \times 2.51 \times 10^{-4}} = 160.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 2.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En travée

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 15} = 0,16 \quad \rho = 0,16 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K = 0,0216 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{15.98 \times 10^3}{0,935 \times 15 \times 2.51} = 452.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 9.77 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{As}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{375} = 0.045 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_0 \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(11.53 ; 8.27) = 11.53 \text{ KN / mL}$$

E_0 : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 2.51 \times 15) = 15014.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 2.51) = 1737.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{15014.75}{1737.65} = 8.64 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8.64 = 8.35 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.64)^3 + (8.35^3)) + 15 \times 4.51 \times (8.86 - 2)^2$$

$$I = 44088.76 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.53 \times 10^3 \times (3.75)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 44088.76 \times 10^{-8}} = 0.47 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm}$$

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

III-2-5 Calcul de la Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier.

Le palier intermédiaire des escaliers de l'étage courant repose sur une poutre, considérée comme semi encastrée dans les poteaux, dite poutre palière. Sa portée est de $2.60m$, comme le représente le schéma ci-dessous. Le calcul s'effectue en flexion simple.

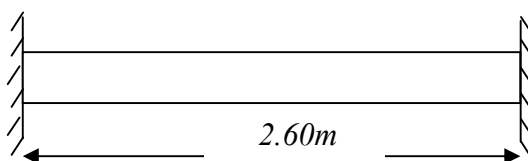


Figure: Schéma de la poutre palière

a. Pré dimensionnement :

-Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \Rightarrow 17.33 < h < 26$$

Selon les recommandations de RPA99 modifié en 2003

$$h_i \geq 30cm \Rightarrow \text{on opte pour } h_i = 30 \text{ cm}$$

-Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21cm$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Donc la poutre palière aura pour dimension : $(b \times h = 25 \times 30cm^2)$

Comme le montre le schéma suivant :

b. Charge revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN / ml}$
- Poids de mur intérieur : $G_2 = 1,30 \times 1,13 = 1,469 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU) : 25.02 KN/ml
- Réaction du palier (ELS) : 18.009 /ml

c. Calcul à l'état limite :**1-à l'ELU :****➤ Calcul du moment et l'effort tranchant :**

$$q_u = (1,875 + 1,469) \times 1,35 + 25,02 = 29,53 \text{ KN / ml.}$$

♦ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{29,53 \times (2,60)^2}{8} = 24,95 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 24,95 \text{ KN.m}$$

♦ L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{29,53 \times (2,60)}{2} = 38,38 \text{ KN}$$

Etant tenant compte des semi encastres au niveau de appuis on aura :

$$M_{uapp} = (-0,3) M_0 = -7,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85) M_0 = 21,20 \text{ KN.m}$$

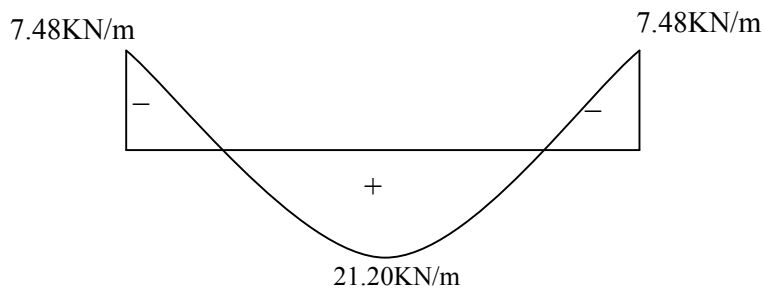


**Figure: Diagrammes des moments fléchissant tenant
Compte de l'encastrement partiel à l'ELU**

❖ Diagramme M et de T :

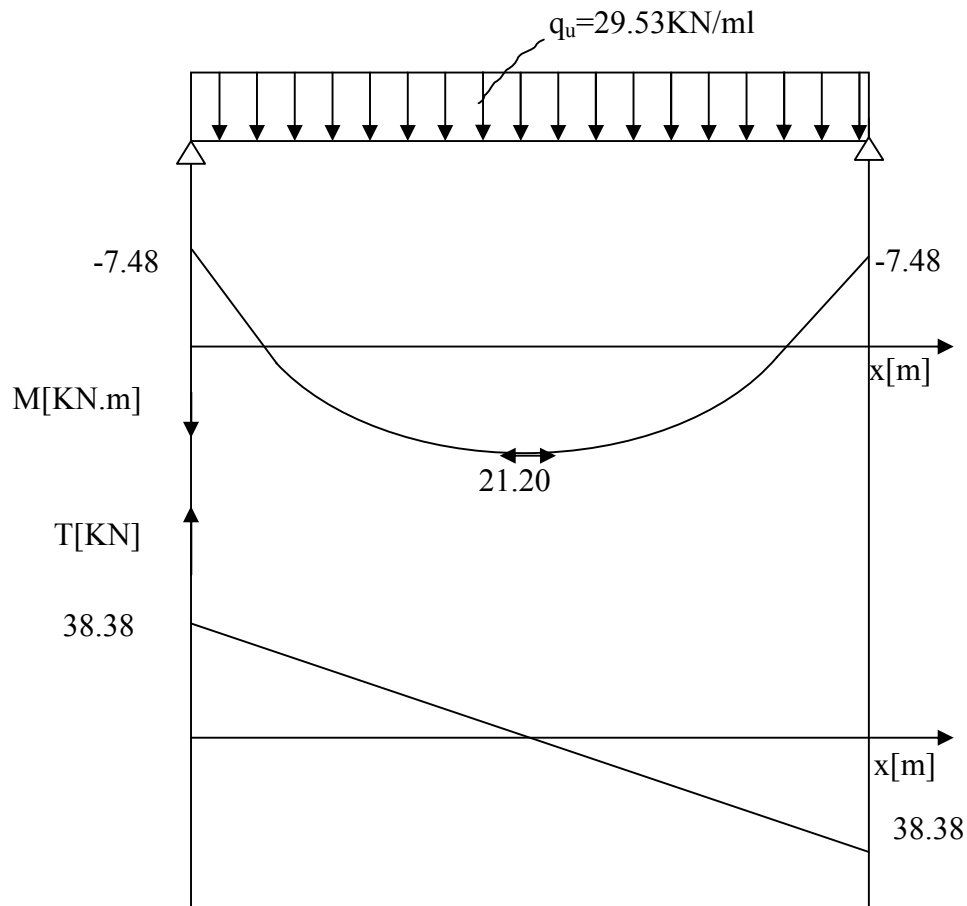


Figure: Diagrammes des efforts internes à l'ELU

d. Ferrailage :

-En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.20 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0.076 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,076 \longrightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.20 \times 10^3}{0,960 \times 28 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{ut} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.48 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 = \mu_R \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,026 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.48 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 0.77 cm^2$$

$$\text{Soit : } A_{app} = 3HA10 = 2,36 cm^2$$

D'où il faut satisfaire les recommandations de RPA 99 modifiée en 2003 suivantes

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

$$3,39 + 2,36 = 5,75 cm^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \quad OK$$

$$5,75 cm^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = 30 cm^2 \quad OK$$

e. Vérification à l'ELU :

➤ Vérification la condition de non fragilité : (BAEL91 Art.4.21)

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 cm^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{sapp} = 2,36 cm^2 \\ \text{En travée : } A_{ut} = 3,39 cm^2 > 0,845 cm^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Condition de l'effort tranchant : (BAEL91 Art.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15 f_{c28}, 5 MPa\} = 2,5 MPa \text{ les fissurations étant préjudiciables}$$

La contrainte tangente prise est égale à

$$\tau_u = 0.5482 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\text{alors } \tau_u = 0.5482 MPa \leq 2,5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91 Art.5.132) :

-Influence des aciers : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1)

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9.d}$$

$$A_{\text{appuis}} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (38.38 \times 10^3 + \frac{-7.48 \times 10^6}{0,9 \times 280}) = 0,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

-Influence sur le béton : (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3)

$$T_u^{\text{max}} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 38.38 \text{ KN} \leq 0,4 \times 250 \times (0,9 \times 280) \times \frac{25}{1,5} = 168 \text{ KN}$$

$$T_u = 38.38 \text{ KN} \leq 168 \text{ KN} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.38 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 9,42} = 1.616 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

➤ Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :

La longueur de scellement droit est

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

-Les armatures transversales (BAEL91Art722) :

Les aciers utilisés comme armatures transversales sont de nuance FeE400.

-Diamètre (BAEL91/Art A.7.2.2) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des barres transversales.

ϕ_l : Diamètre minimal des barres longitudinales.

b, h_t : Les dimensions des la section de la poutre.

$$\underline{\text{A.N:}} \quad \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{250}{10} ; 12 \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \{12, 8,57, 25\} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\Phi_t \leq 8,57 \text{ cm}^2$$

On opte pour le choix de de barres en HA8.

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**, disposé en (1cadre + 1etrier).

➤ Calcul des espacements (BAEL91Art51.22) :

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91/ Art A.5.1.22) :

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

Ainsi que, le RPA 99 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

$$\text{- Zone nodale :} \quad S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm} \right\}$$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2.h$

$$\text{- Zone courante :} \quad S_t \leq \frac{h}{2}$$

Selon le RPA 99, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003.S_t.b$$

A.N :

• Selon BAEL 91 : $S_t \leq \min(25,2cm ; 40cm)$ D'où : $S_t \leq 25,2cm$

• Selon RPA 99 :

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left\{\frac{30}{4} ; 12 \times 1 ; 30cm\right\}$

Donc : $S_t \leq 7,5cm$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2 \times 30 = 60cm$

On adopte l'espacement ($S_t = 7cm$) en zone nodale.

- Zone courante : $(S_t \leq \frac{30}{2}) \Rightarrow (S_t \leq 15cm)$

On adopte l'espacement ($S_t = 15cm$) en zone courante (travée).

➤ **Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :**

- Zone nodale :

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,01cm^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525cm^2 \\ 2,01cm^2 > 0,525cm^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- Zone courante :

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,01cm^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125cm^2 \\ 2,01cm^2 > 1,125cm^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- à l'ELS :

$$q_s = (1,875 + 1,469) + 18,009 = 21,353KN/ml$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{(21,353)(2,6)^2}{8} = 18,04KN.m$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{(21,353)(2,6)}{2} = 27,75KN$$

Etant donné l'effet de semi encastrement :

$$M_{sapp} = (-0,3) M_{0s} = -5,412KN.m$$

$$M_{st} = (0,85) M_{0s} = 15,334KN.m$$

f-Vérification des contraintes :**➤ Etat limite de compression dans le béton :**

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

-Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.337 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,272 \\ \beta_1 = 0,909 \end{cases}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.412 \times 10^3}{0,909 \times 28 \times 2.36} = 90.09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,024 \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,024 \times 90.09 = 2.244 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

-En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,315 \\ \beta_1 = 0.895 \end{cases}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{15.334 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 180.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,030 \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,030 \times 180.49 = 5.414 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5, 3) :

Aucune vérification à effectuer pour les aciers, car la poutre palière se situe à l'intérieur de la construction, par conséquent, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

A.N :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{260} \Rightarrow 0,115 \geq 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{30}{260} \geq \frac{15,334}{180,4} \Rightarrow 0,115 \geq 0,085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,39}{25 \times 28} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0048 \leq 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont toutes vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

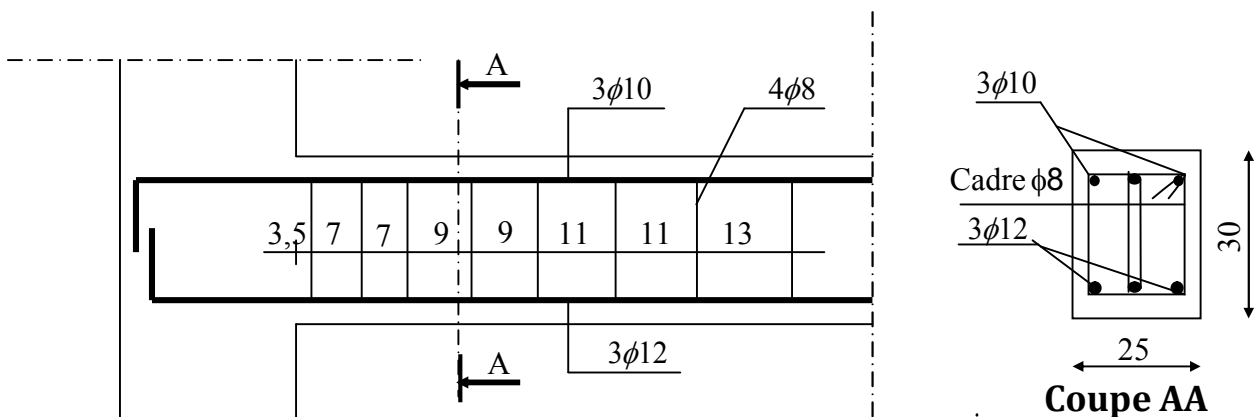


Figure : Plan de ferrailage de la poutre palière

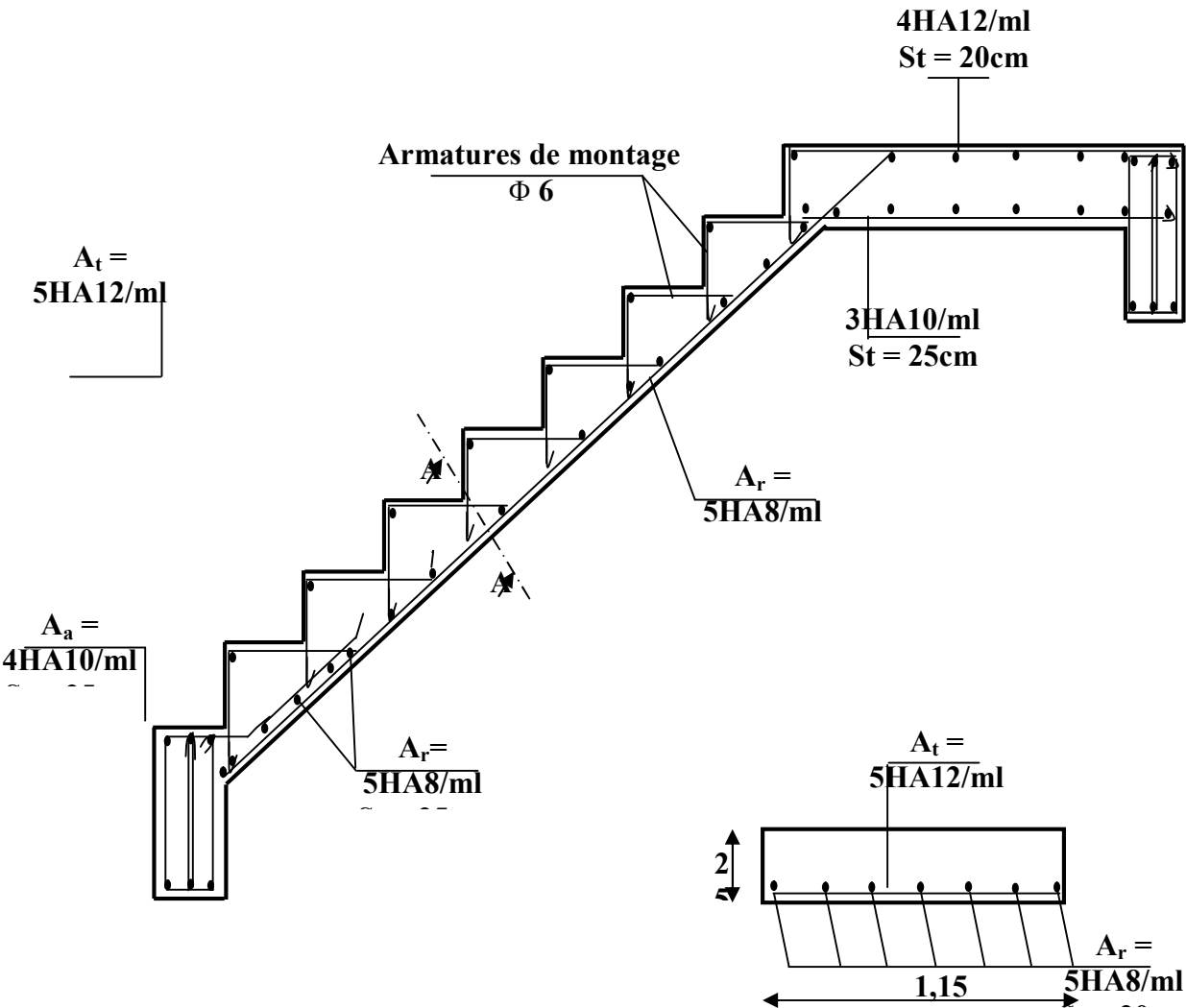


Fig.. Ferraillage de l'escalier

Coupe A-A

III-3- l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et la poussée Q due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.

III-3-1- Schéma statique

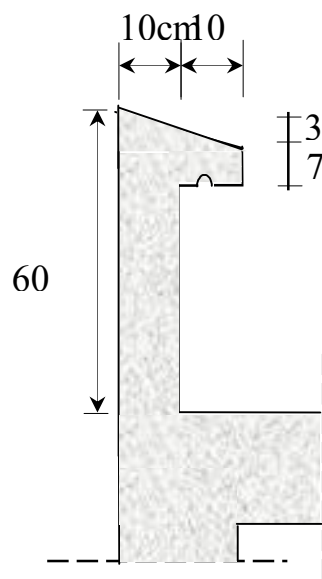


Fig: Coupe transversale de l'acrotère

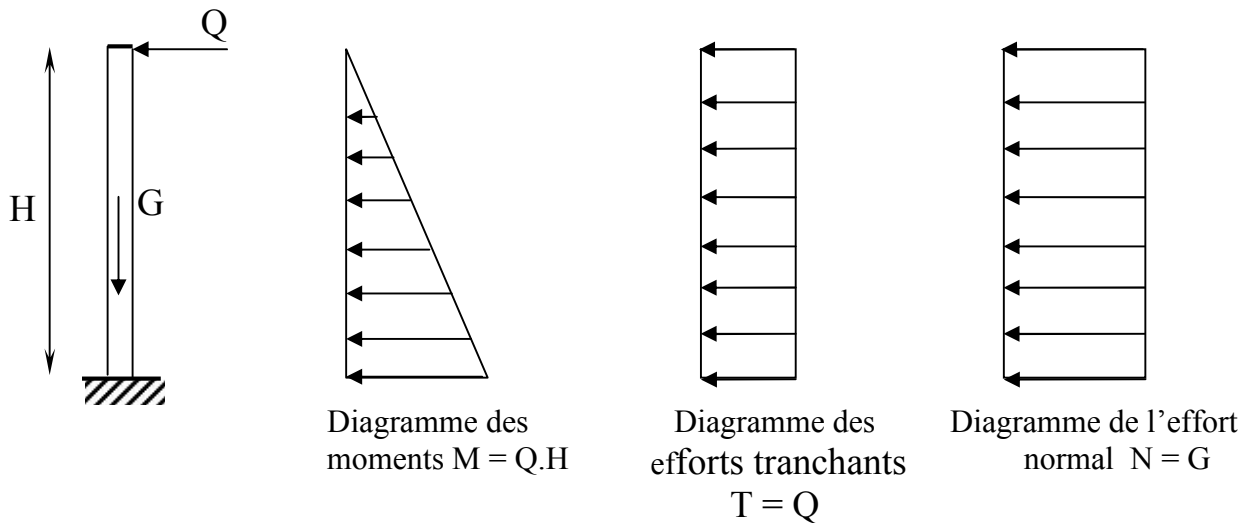


Fig : Schéma statique de l'acrotère

Dimension de l'acrotère

- Largeur : 100 cm.
- Hauteur : 60 cm.
- Epaisseur : 10cm

III-3-2- Détermination des sollicitations :

Les efforts sollicitant l'acrotère sont déterminés pour une bande de 1m

a- Effort normal

$$N = G \times 1\text{m} \quad \text{avec: } G = \rho_{\text{béton}} \times S$$

$$S = (0.5 \times 0.10) + (0.07 \times 0.2) + ((0.03 \times 0.20) \times 1/2) = 0.067\text{m}^2$$

$$\Rightarrow S = 0.067 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.067 = 1.675 \text{ kN /ml}$$

$$\Rightarrow N_G = G \times 1\text{m} = 1.675\text{kN}$$

b- Moment de renversement M_Q :

$$M = Q \times H$$

$$\Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 0.60 \text{ kN. m.}$$

III-3-3- Combinaison des efforts :

à l'état limite ultime :(ELU)

1. effort normal de compression :

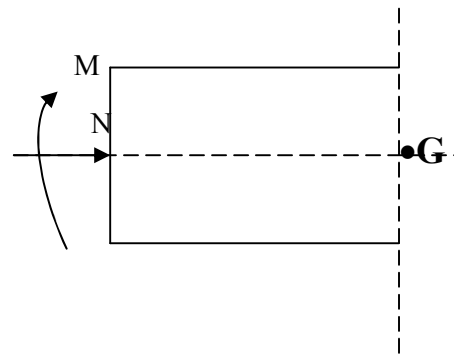
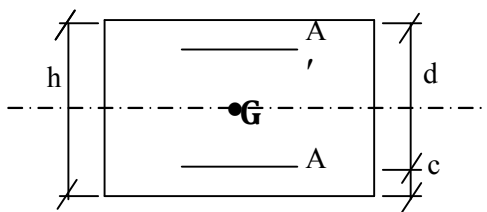
$$N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.675 = 2.261\text{kN}$$

$$\Rightarrow N_u = 2.261\text{KN}$$

2. moment de flexion : $M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.60 = 0.90 \text{ kN.m}$
à l'état limite de service :(ELS)
3. effort normal de compression :
 $N_s = N_G = 1.675 \text{ KN}$
4. moment de flexion :
 $M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$

III-3-4- Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre Linéaire, pour le calcul, on considère une section $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée.



$$\begin{aligned}
 b &= 100 \text{ cm} \\
 h &= 10 \text{ cm} \\
 d &= 8 \text{ cm} \\
 c' &= 2 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

a- Calcul à l'ELU

- Recherche du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{226.12} = 0.398 \text{ m}$$

$$\text{on a : } \frac{h}{2} - c' = \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_u = 0.398 \text{ m} > 0.03 \text{ m}$$

Donc le centre de pression 'c' se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N_u est un effort de compression, nous pouvons déduire que la section est partiellement comprimée.

- Calcul du moment fictif :

On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f :

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = 2.261 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 + 0.398 \right) = 0.967 \text{ kN.m}$$

M_f : moment fictif par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

b- Calcul des armatures :• **en flexion simple :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ [MPa]}$$

$$\mu_b = \frac{0.967}{1(0.08)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0106$$

$$\mu_b = 0.0106 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.0106 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.967 \times 1000}{0.995 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.349 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.349 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{avec } A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées).}$$

• **en flexion composée (armatures réelles) :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A = 0.349 - \frac{226.1 \times 10}{\frac{400}{1.15}} = 0.284 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.284 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armatures comprimées).}$$

III-3-5 -les Vérification : à L'ELU➤ **Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2,1/BAEL91)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \times \left(\frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \right) \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675}$$

$$e_s = 0.358 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35.8 - 0.45 \times 8}{35.8 - 0.185 \times 8} = 0.906$$

$$A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2$$

$A < A_{\min} \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée, donc on adopte la section donnée par

$$A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = A_{\min} = 0.906 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit } 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Armatures principales**

$$4\text{HA8 } (A = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } s_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL91)**

Pour les fissurations préjudiciables nous avons :

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

$$\tau_u = \frac{V_U}{b.d}$$

$$V_U = 1.5Q = 1.5 \times 1 \Rightarrow V_U = 1.50 \text{ KN}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9.d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Ψ_S : coefficient de scellement

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i := n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8$$

$$\sum U_i = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa}$$

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

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Espacement des barres :**

Armature principales : $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ soit : $St = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition

: $St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$ soit : $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \Phi_{fe} / 4 \overline{\sigma_s} = 8 \times 400 / 4 \times 2.84 = 281.69 \text{ mm} \quad \text{soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_s} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

à L'ELS :➤ **Vérification des contraintes**• **Dans l'acier**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable ; on doit

$$\text{vérifier : } \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201.6 \text{ [MPa]}. \quad \text{avec}$$

$$\eta = 1.6 \quad \text{pour HA.}$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}.$$

$$\text{Calcul : } \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.252$$

$$\rho = 0.252 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.920 \\ k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{47.5} = 0.021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_s = 40.55 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_s} = 201.64 \text{ [MPa]} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Dans le béton**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.89} \times 47.32 = 0.988 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'écartement dans les barres****-Armatures verticales :**

$$A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

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

- Armatures de répartition :

$$St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } St = 28 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification au flambement :**

- Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}} \quad \text{Avec :}$$

 λ : Élancement de l'élément l_f : longueur de flambement i : rayon de giration I : moment d'inertie de la section A : section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$l_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,2 \cdot \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-5}}} = 41,58$$

➤ **Vérification à l'élancement**

$$\lambda \leq \max[50, \min(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100)] = \max[50, \min(266,66; 100)]$$

$$\lambda \leq \max[50, 100] = 100$$

→ $\lambda = 41,58 < 100$ → condition vérifiée, il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.➤ **Vérification de l'acrotère au séisme**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces horizontales sismique suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

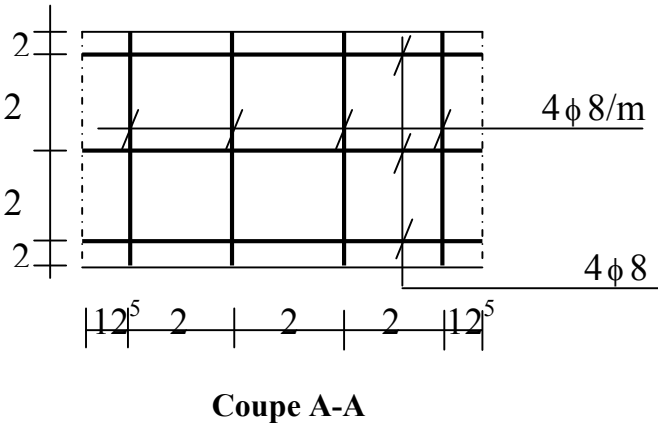
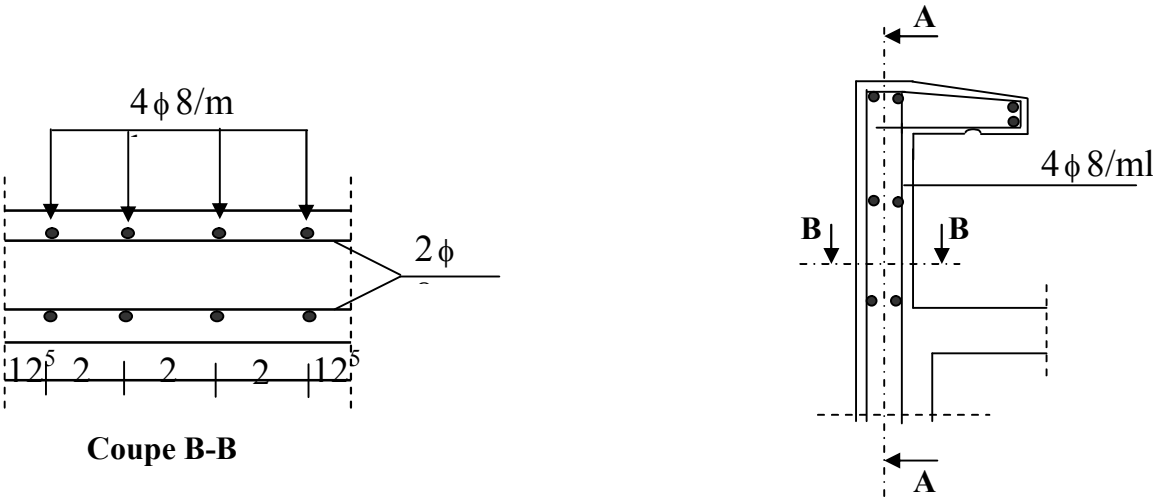
Avec:

 A : coefficient d'accélération = 0,15 (zone IIa) C_p : facteur de force horizontale = 0,3 W_p : poids de l'acrotère = 1.675KN / ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1.675 = 0,30 \text{ kN/ml}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1\text{KN} / \text{ml}$ qui est supérieur à la force Sismique F_p d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

III-3-6- Schéma de ferrailage :



III-4- Calcul du balcon :

Dans notre projet, nous avons un seul type de balcon réalisé en dalle pleine de largeur 1,35m avec un garde corps de hauteur $h = 1\text{m}$, en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

III-4-1-Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e > \frac{L}{10} \Rightarrow e > \frac{135}{10} = 13.5\text{cm}.$$

On adopte : $e = 15\text{cm}$

III-4-2) Schéma statique :

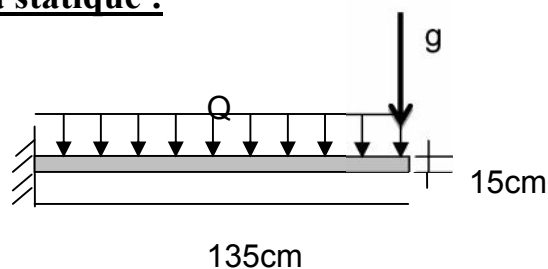


Fig: Schéma statique du balcon

Dans le calcul qui suit, nous considérons une bande de 1 ml.

III-4-3- Détermination des charges et surcharges :

♦ Les charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Epaisseur (cm)	Poids (KN/ml)
Revêtement en carrelage	2cm	0,40
Mortier de pose	2cm	0,40
Sable de pose	2cm	0,36
Poids propre de la dalle pleine	15cm	$25 \times 0,15 \times 1 = 3,75$
Enduit en mortier	2cm	0,36
		G=5,27KN/ml
Charges permanentes concentrées	Epaisseur (cm)	Poids (KN/ml)
Poids propre du la garde corps :		
Mur en brique creuses	10cm	0,90
Enduit en mortier	2cm $\times 2$	0,36 $\times 2$
		g=1,62KN/ml

♦ **Les Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml}$$

La poussée due à la main courante : $F = 1 \text{ KN}$

Remarque :

Le moment engendré par l'effort de la poussée due à la main courante est faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément réparties, donc on néglige cet effort dans les calculs.

III-4-4-Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple

• **Combinaison de charges :**

$$q_U = 1.35G + 1.5Q$$

-Dalle :

$$q_U = 1.35(5.27) + 1.5(3.5) = 12.36 \text{ KN / ml}$$

-Garde corps :

$$g_U = 1.35(1.62) \times 1 \text{ ml} = 2.19 \text{ KN}$$

• **Calcul du moment d'encastrement :**

La Section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égal à :

-Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qU} = \frac{q_U \times l^2}{2} = \frac{-12.36 \times (1.35)^2}{2} = -11.26 \text{ KN.m}$$

-Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gU} = -g_U \times l = -2.19 \times 1.35 = -2.95 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_U = M_{qU} + M_{gU} = -14.21 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Le signe (-) veut dire que c'est la fibre supérieure qui est tendue.

• **Calcul des armatures :**

Le Ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$$M_U = 14.21 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}$$

-Armatures principales

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.21 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu = 0.060 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.969 \text{ (tableau)}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.21 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12/ml** → **As=4.52cm²/ml**

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

-Armatures de répartition :

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

Soit : **4T8/ml** → $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III-4-5-Vérification à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{Fe}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement : (BAEL 99)

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12.36(1.35) + 2.19 = 18.86 \text{ KN}$$

$$V_u = 18.86 \text{ KN}$$

$$\text{On doit avoir : } \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

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

$$\text{Avec : } \overline{\tau_u} = \min\{0.10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{18.86}{100 \times 13} = 0.014 \text{ MPa} < \overline{\tau_u}$$

⇒ Condition vérifiée.

➤ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} , \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)}.$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} , \Sigma U_i = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.70 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{18.86}{0.9 \times 13 \times 15.70} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

⇒ Condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Armatures principales (longitudinales) :

$$A_s \geq \frac{Vu}{Fe / \gamma_s} \quad \text{Avec : } Vu = 18.86 \text{ KN}.$$

$$\frac{Vu}{Fe / \gamma_s} = \frac{18.86 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 54.22 \text{ mm}^2 = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{F_e / \gamma_s} = 0.54 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

➤ Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$Vu \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 13 \times \frac{2.5}{1.5} = 866.66 \text{ KN} .$$

$$Vu = 18.86 \text{ KN} < 866.66 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

❖ Calcul des ancrages :

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$l_s = \frac{\phi \times Fe}{4 \times \tau_{se}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}.$$

$$l_s = 35.27 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueur :

$$l_{cr} = 0.4 L_s$$

$$l_{cr} = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \quad \text{soit } l_{cr} = 15 \text{ cm}$$

III-4-6-Vérification à L'ELS :

- **Combinaison de charge :**

La combinaison de charge à considérer à L'ELS est :

$$q_s = G + Q$$

- **Dalle :** $q_s = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN / ml}$

- **Garde de corps :** $g_s = 1.62 \text{ KN}$

- **Calcul du moment d'encastrement :**

- **Moment provoqué par la charge q_s :**

$$M_{qs} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{-8.77(1.35)^2}{2} = -7.99 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge g_s :**

$$M_{gs} = -g_s \times l = -1.62 \times 1.35 = -2.18 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = -10.17 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Dans l'acier:**

La fissuration étant préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} Fe, 110\sqrt{\eta \times ft_{28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\begin{cases} K_1 = 39.65 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases} \Rightarrow \sigma_s = \frac{10.17 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 190.61 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{201.63}{39.65} = 5.085 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}, \quad h = 15\text{cm}, L = 1.35\text{m}, M_0 = 10.17\text{KN.m}, M_t = 14.21\text{KN.m}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}, A = 4.52\text{cm}^2$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

Donc :

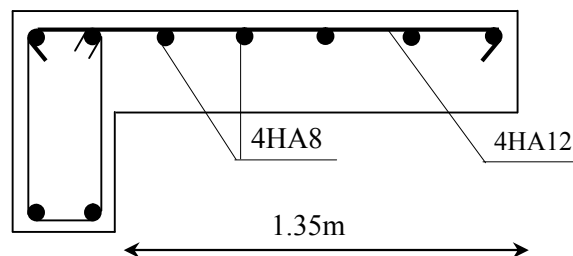
$$* \frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0.111 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 \geq \frac{14.21}{15 \times 10.17} = 0.093$$

$$* \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{3,6}{400} = 0.009$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-4-7 Plan de ferrailage du balcon :

III-5- Calcul de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis. Elle supporte son poids propre et le poids dû aux murs extérieurs.

III-5-1-Pré dimensionnement de la poutre :

-Hauteur h_t :

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

Avec :

$L_{\max}$: Portée maximale entre axes d'appuis.

$$L_{\max} = 400\text{cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \longrightarrow 26.67\text{cm} \leq h_t \leq 40\text{cm}$$

En suppose les conditions du R.P.A 2003 (Art.7.5.1) $h_t \geq 30\text{cm}$.

On choisit une hauteur $h_t = 30\text{cm}$.

-Largeur b :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Selon le R.P.A2003 $\rightarrow b \geq 25\text{cm} \Rightarrow$ Soit $b = 25\text{cm}$.

-Vérification des exigences du R.P.A : (Art.7.4.1)

$h_t = 30\text{cm} \rightarrow$ vérifie selon le R.P.A(2003)

$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \longrightarrow$ vérifie

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \longrightarrow \text{Vérifie}$$

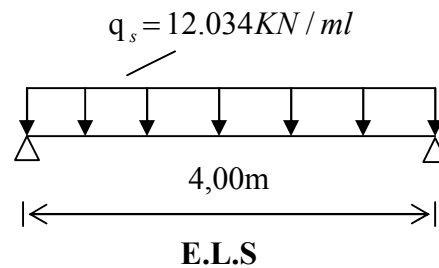
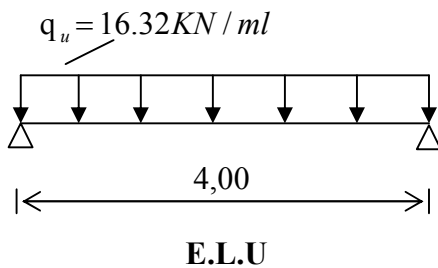
-Charge revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :	$0,25 \times 0,30 \times 25 = 1.875 \text{ KN / ml}$
Poids du mur extérieur :	$(3,06 - 0,3) \times 2,84 = 7.838 \text{ KN / ml}$
Poids du plancher :	$5,64 \times (0,65 / 2) = 1,833 \text{ KN / ml}$
Charge permanente totale :	11.546 KN / ml
Charge d'exploitation :	$1,5 \times (0,65 / 2) = 0,488 \text{ KN / ml}$

III-5-2 Combinaisons de charges :

• **A l'ELU :** $q_u = 1,35 \times 11.546 + 1,5 \times 0,488 = 16.32 \text{ KN / ml}$

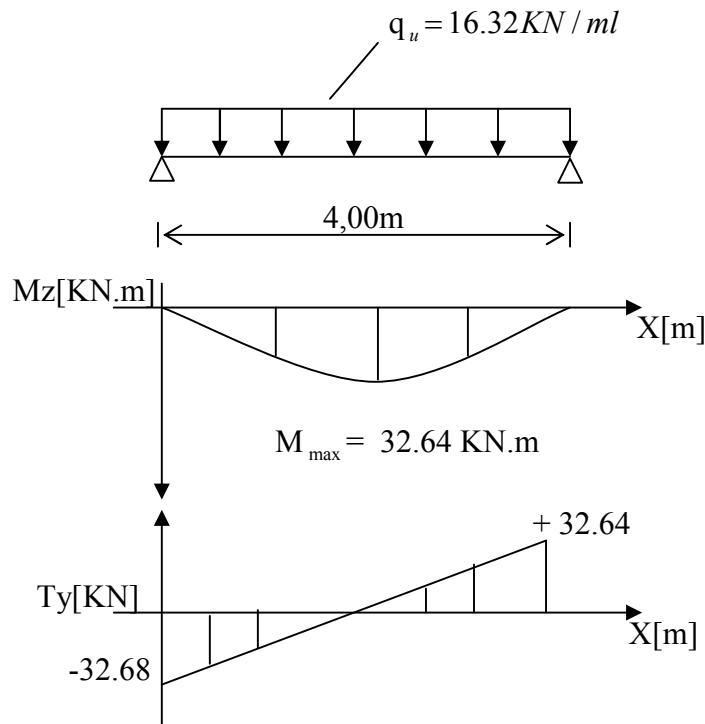
• **A l'ELS :** $q_s = 11.549 + 0,488 = 12.034 \text{ KN / ml}$

III-5-3-Schéma statique de calcul :**III-5-4-Ferraillage :****1- Calcul des efforts :**

Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 32.64 \text{ KN.}$$

$$M_{\max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{q_u l^2}{8} = 32.64 \text{ KN.}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

$0,85M_{\max}$ en travées

$0,30M_{\max}$ aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

A P.E.L.U : $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 32.64 = 27.74\text{ kN.m}$

$M_u^a = 0,30M_{\max} = 0,30 \times 32.64 = 9.79\text{ kN.m}$

A P.E.L.S : $M_s^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 24.068 = 20.46\text{ kN.m}$

$M_s^a = 0,30M_{\max} = 0,30 \times 24.068 = 7.22\text{ kN.m}$

Efforts tranchants :

A P.E.L.U : $T_A^u = \frac{q_u L}{2} = 32.64\text{ kN.}$

$M_B^u = -T_A^u = -32.64\text{ kN.}$

A l'E.L.S : $T_A^s = \frac{q_s L}{2} = 24.068 \text{ KN}.$

$$M_B^s = -T_A^s = -24.068.1 \text{ KN}.$$

2-Calcul des armatures :

Soit un enrobage $c = 2 \text{ cm} \Rightarrow d = 28 \text{ cm}.$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

-Aux appuis : $M_{app} = 9.79 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{app}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9.79 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,035$$

($\mu = 0,035 < \mu_l = 0,392$) La section est simplement armée.

$$\beta = 0,982$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.79 \times 10^3}{0,982 \times 28 \times 34,8} = 1.023 \text{ cm}^2$$

On prend: **3HA8 = 1.5 cm²**

- En travée : $M_{trav} = 27.74 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{trav}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{27.74 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,099$$

($\mu = 0,099 < \mu_l = 0,392$) La section simplement armée.

$$\beta = 0,947$$

$$A_{app} = \frac{M_{trav}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.74 \times 10^3}{0,947 \times 28 \times 34,8} = 3.006 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA12 = 3,39 cm²**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	$M_u [\text{KN.m}]$	μ_b	β	$A_s [\text{cm}^2]$	$A_{adoptée} [\text{cm}^2]$
Aux appuis	9.79	0,035	0,982	1.023	3HA8 = 1,5
En travée	27.74	0,099	0,947	3.006	3HA12 = 3,39

III-5-5-Vérification : - à l'E.L.U :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2.$$

Sur appuis : $A_a = 1,5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{32.64 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,466 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i}$$

$$U_i : \text{périmètre utile} \Rightarrow \sum U_i = 3\pi 8 = 75,36 \text{ mm}$$

$$T_u^{\max} = 32.64 \text{ KN} ; \quad d = 28 \text{ cm.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour acier H.A}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{32.64 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 1,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,72 < 3,15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,72 < 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Dans le béton :

$$T_u \leq 0,267abf_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9d = 0,9 \times 28 = 25,2cm.$$

$$T_u \leq 0,267 \times 252 \times 250 \times 25 = 420.525KN.$$

$$T_u = 32.64KN < 420.525KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans les aciers :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(32.64 \times 10^3 - \frac{9.79 \times 10^3}{0,9 \times 28} \right) = 0,92cm^2$$

$$A_a = 1,5cm^2 > 0,92cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales : [BAEL91-Art.A.7.2.2]**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = 8,57mm$$

On prend $\phi = 8mm$.

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01cm^2.$$

➤ **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40cm \} = 25,2cm ; \text{ soit } S_t = 15cm.$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4MPa \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 15} = 2,144 > 0,4MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification selon le R.P.A (2003) :**

D'après le R.P.A2003, l'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30cm \right\} = 7,5cm ; \quad \text{soit } S_t = 7cm.$$

En zone courante :

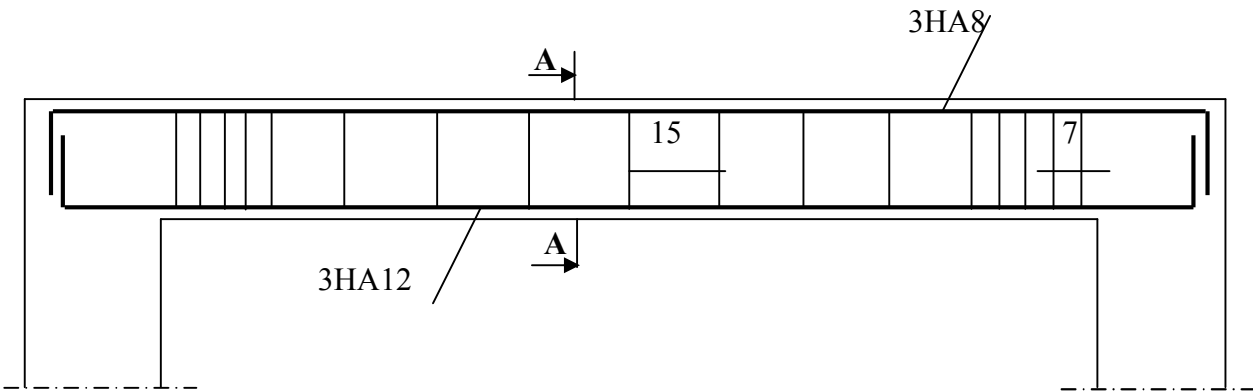
$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15cm ; \quad \text{soit } S_t = 15cm.$$

Selon le R.P.A(2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

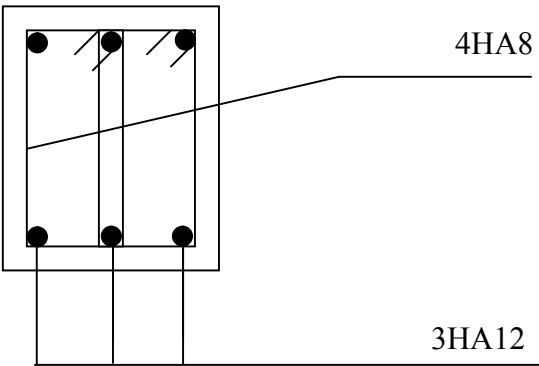
$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525cm^2.$$

$$A_t = 1,5 > A_t^{\min} = 0,525cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :



Coupe A-A :

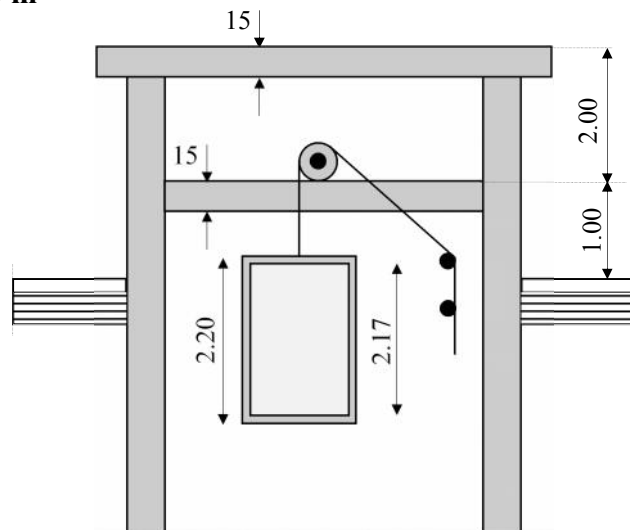


III-6- Salle machine

1- Caractéristiques de l'ascenseur :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur

$$L_x = 1.45 \text{ m}, L_y = 2.90 \text{ m}, S = 4.205 \text{ m}^2$$



❖ Charge nominale, la surface et le poids total

- Charge 630 Kg $\Leftrightarrow$ 08 personnes,
- Poids total : $Q = 9$ tonnes,
- La surface de la cabine : $S = 1.76 \text{ m}^2$,
- La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.

2- Calcul de la dalle pleine de la salle machine

L'étude des dalles reposant sur leurs contours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD, qui donnent les coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

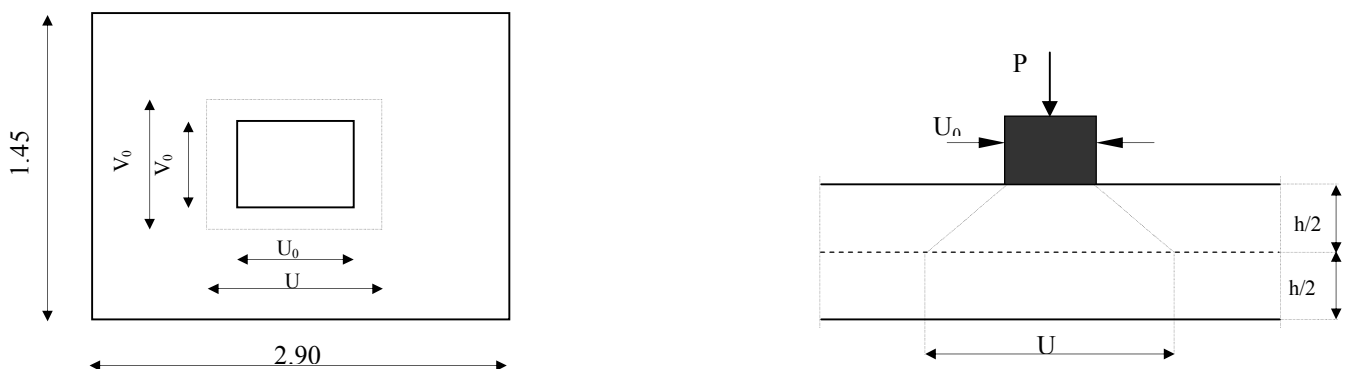


FIG- - SCHEMA STATIQUE

Epaisseur de revêtement : $e=5\text{cm}$

➤ Epaisseur de la dalle : $h_0 = 15\text{ cm}$.

➤ Calcul de U et V

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 \rightarrow U = 105\text{ cm},$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 \rightarrow V = 105\text{ cm}.$$

3- Evaluation des moments M_x et M_y ou système de levage

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite et de la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = p \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$$

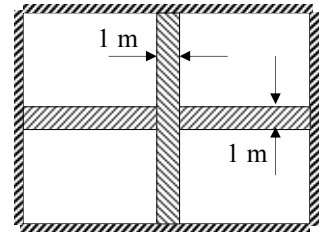
Avec v : Coefficient de poisson $\rightarrow \begin{cases} \text{ELU} \rightarrow v = 0, \\ \text{ELS} \rightarrow v = 0.2. \end{cases}$

M_1 et M_2 : Coefficients donnés les abaques de PIGEAUD suivant les rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

❖ Mode de fonctionnement du panneau

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{290} = 0.50 \rightarrow 0.4 \leq \rho = 0.60 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

On considère deux bandes de 1m de largeur, suivant l_x et l_y . Le calcul se fera en considérant les deux bandes, en flexion simple à l'ELU.



$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{145} = 0.720$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{290} = 0.360$$

Les tableaux de PIGEAUD nous donne après double interpolation les valeurs de M_1 et M_2 Suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = 0.720 \\ \frac{v}{L_y} = 0.360 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{pour}} \rho = 0.50 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.104 \\ M_2 = 0.039 \end{cases}$$

❖ Calcul des moments au milieu du panneau M_{x1} et M_{y1} ✓ A l'ELU : $\nu=0$

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times \left(\frac{M_1}{2} \right) \\ M_{y1} = p \times \left(\frac{M_2}{2} \right) \end{cases}$$

$$P_u = Q_u = 1.35 \times Q = 1.35 \times 90 \Rightarrow P_u = 121.50 \text{ KN}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x1} = 121.5 \times 0.104 \Rightarrow M_{x1} = 12.636 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121.5 \times 0.039 \Rightarrow M_{y1} = 4.738 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de M_{x2} et M_{y2}

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\rho = 0.50 \longrightarrow \begin{cases} \mu_y = 0.250 \\ \mu_x = 0.0946 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = [1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1] \times 1 \text{ m} \Rightarrow q_u = 8.04 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0946 \times 8.04 \times 1.45^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.599 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.250 \times 1.599 \Rightarrow M_{y2} = 0.399 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments globaux

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.636 + 1.599 = 14.235 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.738 + 0.399 = 5.137 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, on aura :

➤ Moment en travée $M^t = 0.85 \times M$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 14.235 = 12.099 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.137 = 4.366 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis $M^a = -0.3 \times M$

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 14.235 = -4.270 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 5.137 = -1.541 \text{ KN.m}$$

4- Calcul des armatures :

a- Sens x-x :

-En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.099 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu = 0.050 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.050 \Rightarrow \beta = 0.756$$

$$A_x^t = \frac{12.099 \times 10^3}{0.756 \times 13 \times 348} = 3.53 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA12** soit $A_x^t = 4.52 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

-Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.270 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.821$$

$$A_x^a = \frac{4.270 \times 10^3}{0.821 \times 13 \times 348} = 1.15 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA10** soit $A_x^a = 3.14 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

b- sens y-y

-En travée

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.366 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.817$$

$$A_y^t = \frac{4.366 \times 10^3}{0.817 \times 13 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA10** soit $A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2$, $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.541 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0064$$

$$\mu = 0.0064 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0064 \Rightarrow \beta = 0.876$$

$$A_y^a = \frac{1.541 \times 10^3}{0.876 \times 13 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On adopte **4 HA10** soit $A_y^a = 3.14 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

5 – Vérification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité [BAEL 91/Art.B.7.4]

$$\rho > \rho = \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{I_x}{I_y} \right), \text{ avec } \rho_0 = 8\text{‰} \xrightarrow{\text{pour}} \text{les barres hautes adhérences FeE400}$$

-Armatures suivant x-x

$$\rho_x > \rho = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.50) = 0.001$$

ρ_x : Taux maximum d'acier en travée dans le sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_{\min}}{S}, \text{ avec } \begin{cases} A_{\min} : \text{Section minimale d'armatures} \\ S : \text{Section totale du béton} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \rho \times S = 0.001 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

-Armatures suivant y-y

$$\rho_y > \rho$$

$$\rho_0 = 0.0008 \rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times S = 0.0008 \times (100 \times 15) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Diamètre des barres

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}, \text{ avec } \phi : \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Poinçonnement [BAEL 91/Art,A.5.242]

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \rightarrow \begin{cases} Q_u : \text{charge de calcul l'ELU,} \\ \mu_c : \text{perimètre du contour,} \\ h : \text{épaisseur totale de la dalle.} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.02 \text{ m,}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN.}$$

$$0.045 \times 4.02 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 452.25 \text{ KN} \rightarrow Q_u = 121.5 \text{ KN} < 452.25 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ Contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

• Charge répartie sur un rectangle

-Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{121.5}{2 \times (1.05 + 1.05)} = 28.92 \text{ KN.}$$

-Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3 \times U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.296 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

6 - Vérification à l'ELS**❖ Calcul de M_{x1} et M_{y1} :**✓ A l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = 90 \times (0.104 + 0.2 \times 0.039) = 10.062 \text{ KN.m}, \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = 90 \times (0.039 + 0.2 \times 0.104) = 5.382 \text{ KN.m}. \end{cases}$$

❖ Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\text{Avec : } q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.50 \xrightarrow{\text{du tableau}} \begin{cases} \mu_y = 0.373 \\ \mu_x = 0.0981 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0981 \times 5.85 \times \overline{1.45}^2 \Rightarrow M_x = 1.206 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.373 \times 1.206 \Rightarrow M_{y2} = 0.449 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.062 + 1.206 = 11.268 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.382 + 0.449 = 5.831 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, on aura :

-Moment en travée $M^t = 0.85 \times M$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.268 = 9.577 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.831 = 4.956 \text{ KN.m}$$

-Moment aux appuis $M^a = -0.3 \times M$

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 12.786 = -3.836 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 8.421 = -2.526 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Etat limite de compression du béton**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

a-Sens x-x**-En travée**

$$\gamma = \frac{12.099}{9.577} = 1.263 \rightarrow \frac{1.263 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.381$$

$$\mu_b = 0.060 \rightarrow \alpha = 0.381 < 0.381 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{4.270}{3.380} = 1.263 \rightarrow \frac{1.263 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.381$$

$$\mu_b = 0.022 \rightarrow \alpha = 0.381 < 0.420 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

b-Sens y-y**-En travée**

$$\gamma = \frac{4.366}{4.956} = 0.880 \rightarrow \frac{0.880 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.20$$

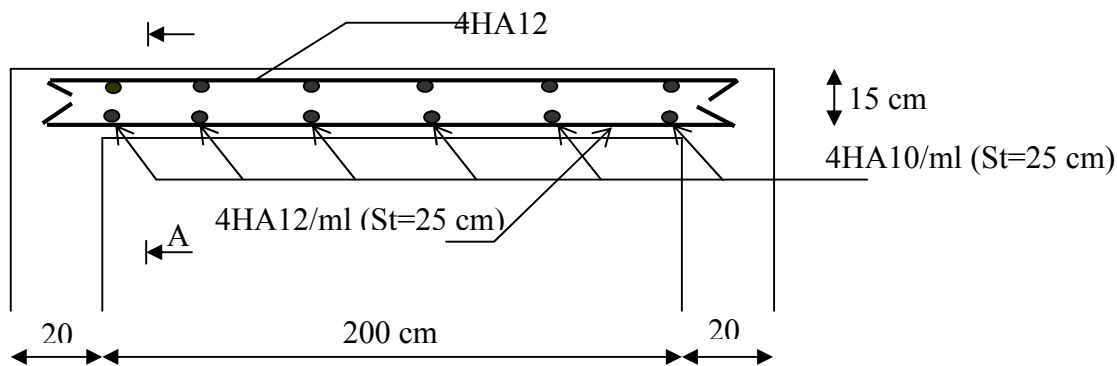
$$\mu_b = 0.026 \rightarrow \alpha = 0.033 < 0.20 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

-Aux appuis

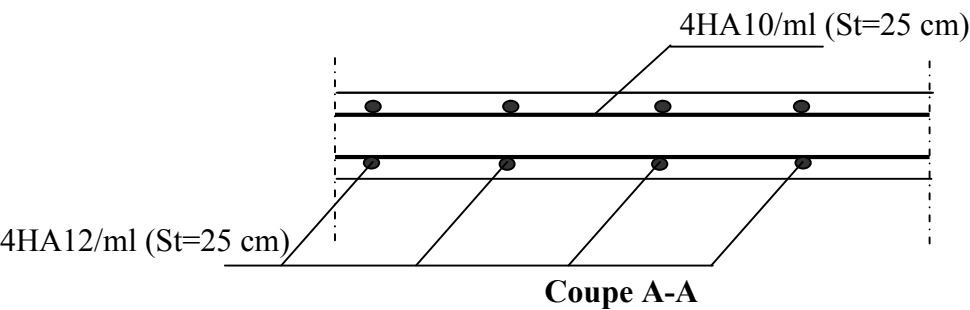
$$\gamma = \frac{1.541}{2.526} = 0.61 \rightarrow \frac{0.61 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.055$$

$$\mu_b = 0.0064 \rightarrow \alpha = 0.0075 < 0.055 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

7- ferrailage de la dalle du local machine



Plan en élévation



Coupe A-A

Chapitre IV

Modélisation de la structure

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.1- Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 37,74 m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

d) Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2- Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3- Modélisation :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

1- Description du logiciel ETABS :

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

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

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

2-Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.6**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. V.1**)



Fig : Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



fig : fenêtre de dialogue.

3- Etapes de modélisation :

- Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. en bas à droite de l'écran , on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

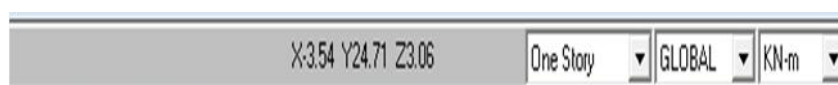


fig : Choix des unités

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**

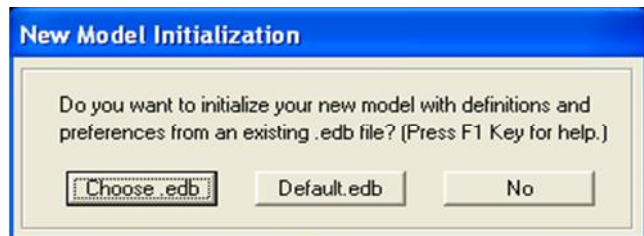


fig : choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

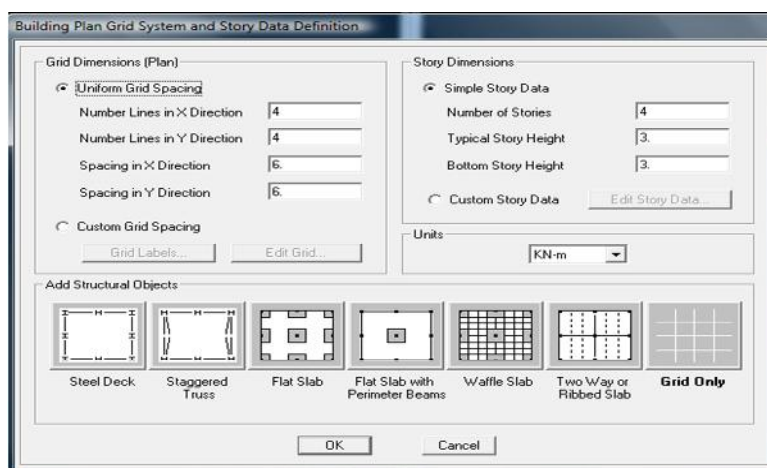


fig : introduction des lignes de grille

1) On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche :

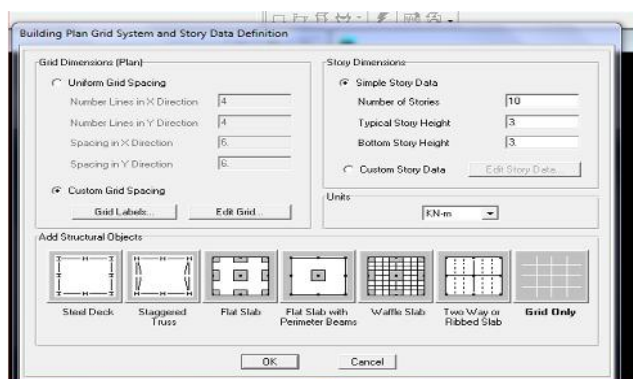


fig : Introduction le nombre de portiques

puis sur **Edit Grid** .

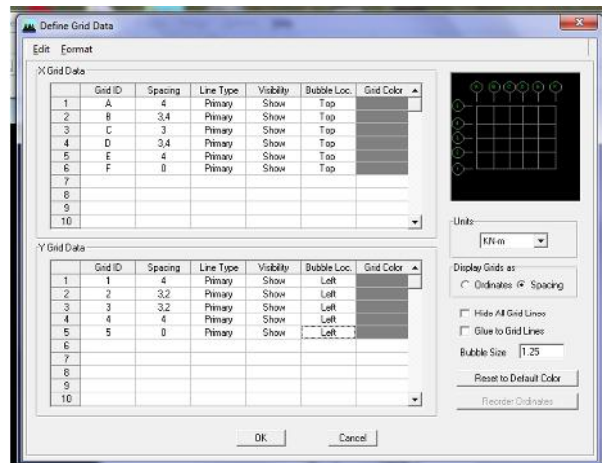


fig : Introduction des distances selon x-x et y-y

-Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.

-Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis **ok**

2) On introduise le nombre des niveaux. on clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis on cauche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche :

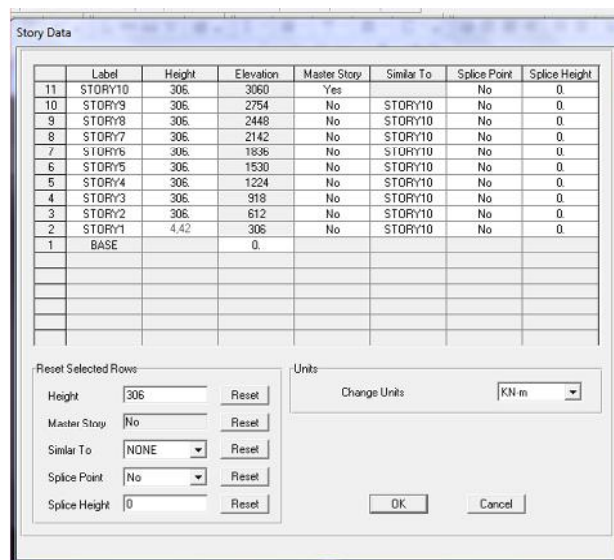


fig V.7) Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.

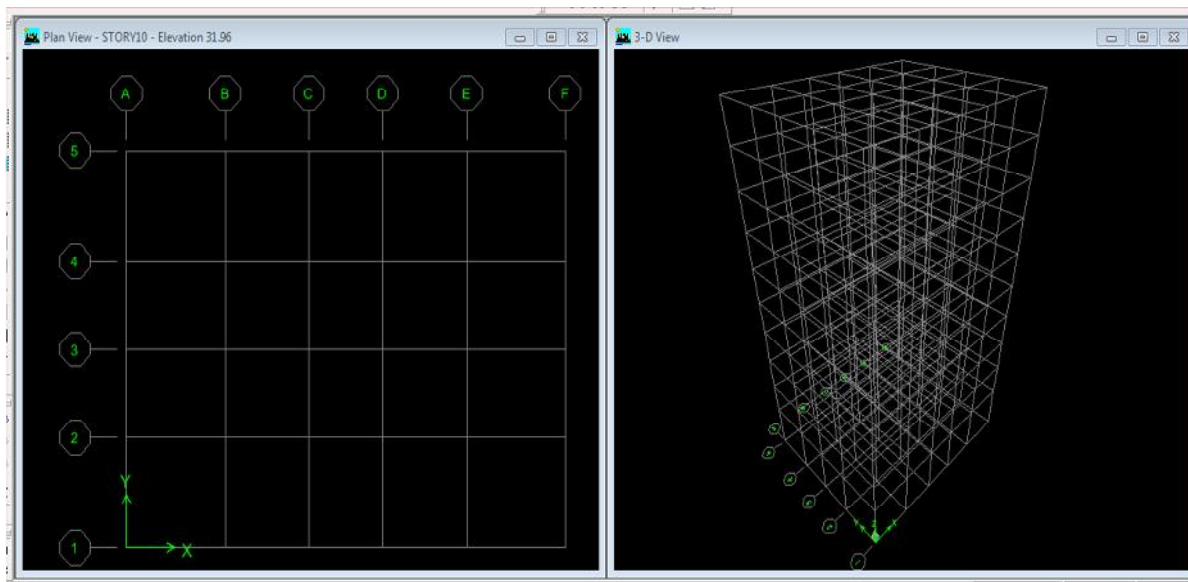


fig : les lignes de grille de la structure

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

-pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :



fig : introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

• Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material properties** ou bien  nous sélectionnons le matériau **CONC**.

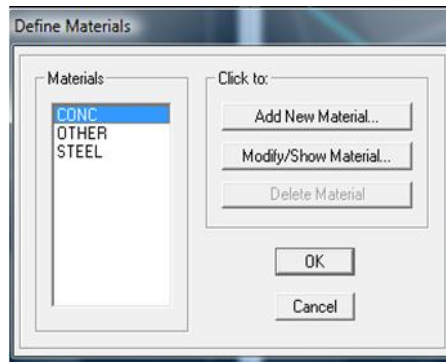


fig : définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante

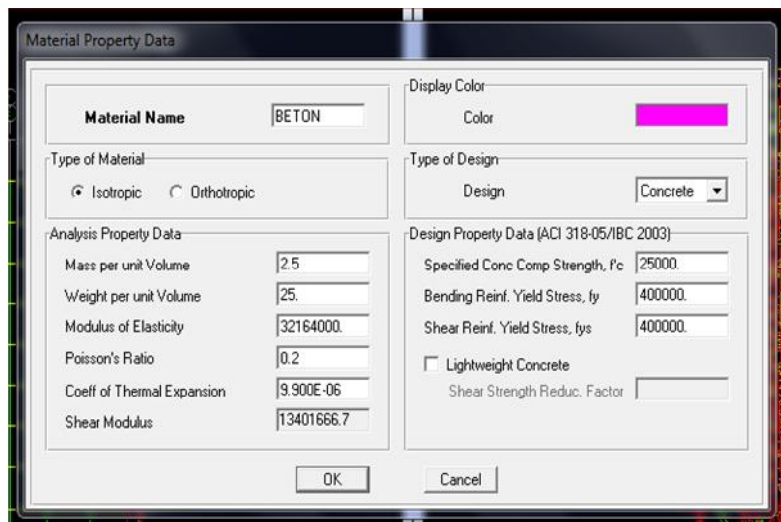


fig :) définition des propriété du matériau CONC (béton).

Et on défini un autre matériau pour le utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



fig : définition des propriété du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

Remarque :

On a défini deux type de matériaux pour un but:

Que l'etabs n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on défini le matériau de cette dernier différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

• Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en Té.

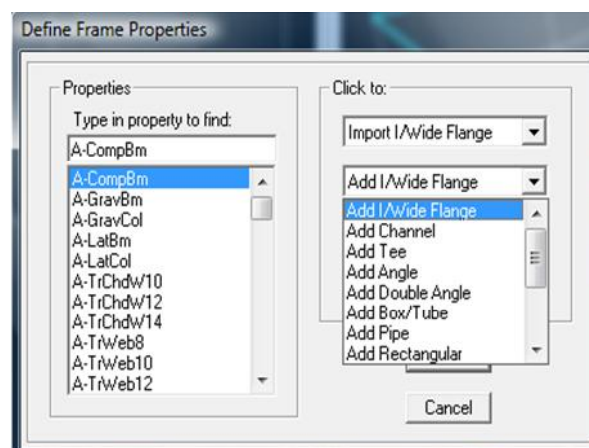


fig : définition des section

Et on choisit **Material** BETON

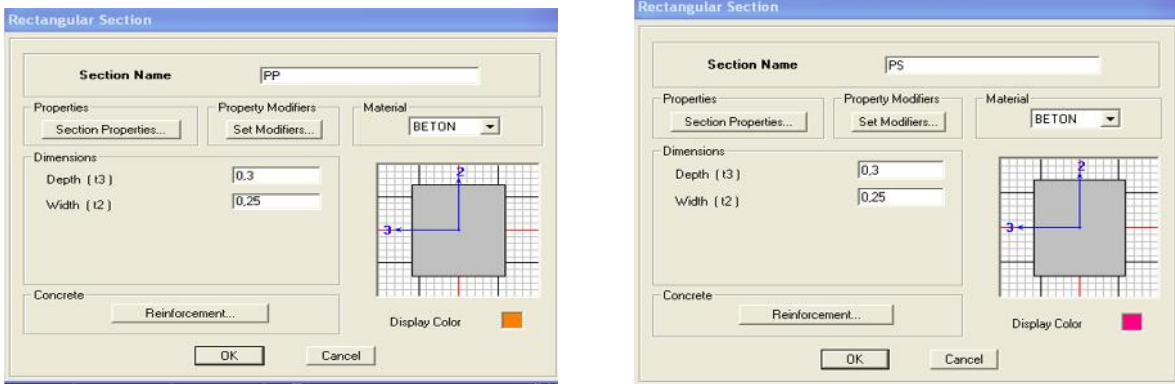


fig :définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l’enrobage et d’autres propriétés.

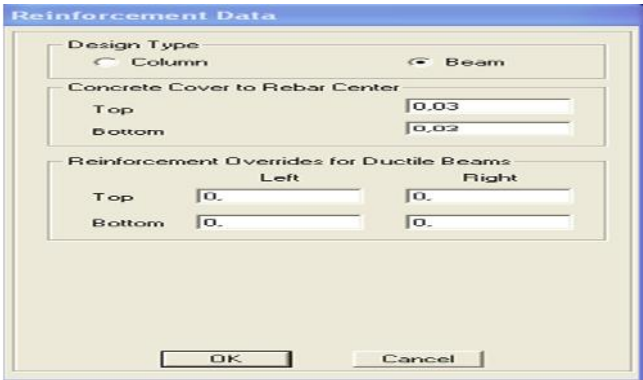


Fig :choix de la nature de la section et l’enrobage

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l’aire, les moments d’inerties, l’aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

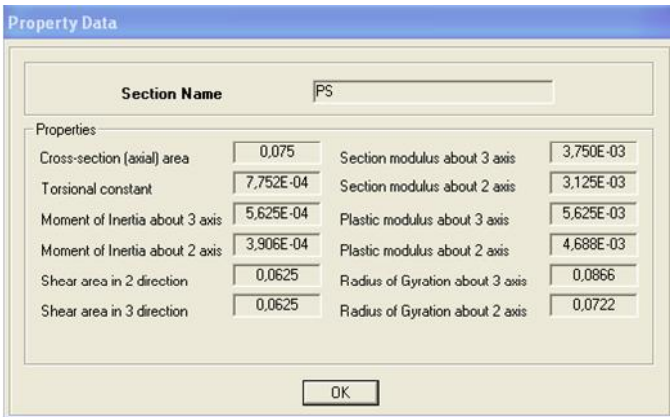
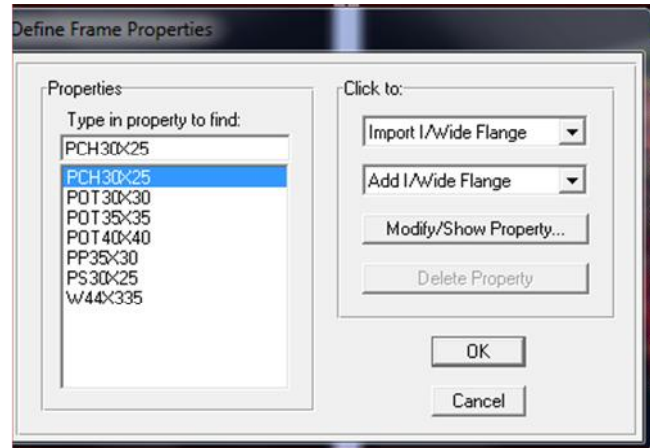


fig : propriété de la section à considérer

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.



Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les voiles, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

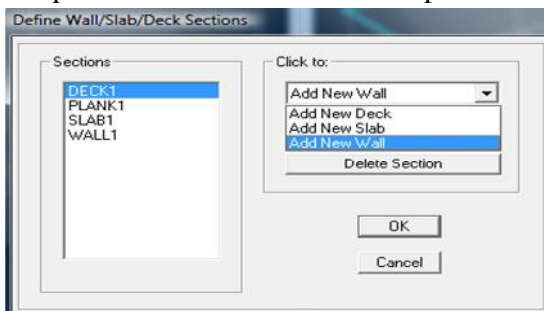


fig : création de nouveau voile

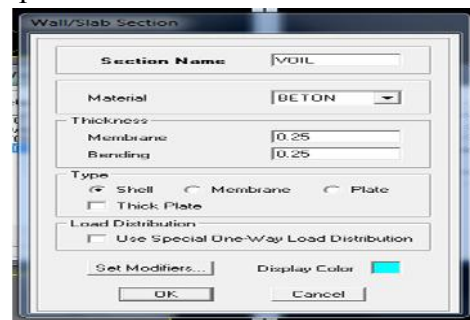


fig : propriétés du voile

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour crée les dalles, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

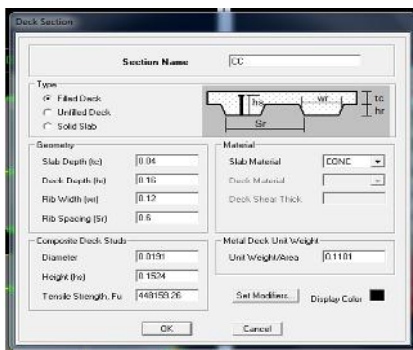
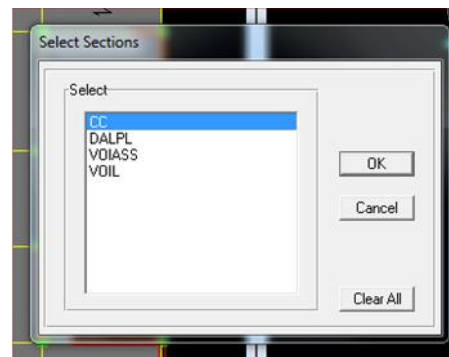


fig : propriétés du dalle



Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

a) Poutres principales et secondaires:

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

fig : création des poutres

b) Les poteaux :

On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	POT40x40
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

fig : création des poteaux

c) Les voiles :

On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VL1
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

fig : création des voiles

d) La dalle pleine :

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

Properties of Object	
Property	DP
Local Axis	0,

fig : création des dalles pleines

- **Quatrième étape**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :Define puis sur static Load Cases , ou bien .

➤ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coéfficient interne poids propre) : 1

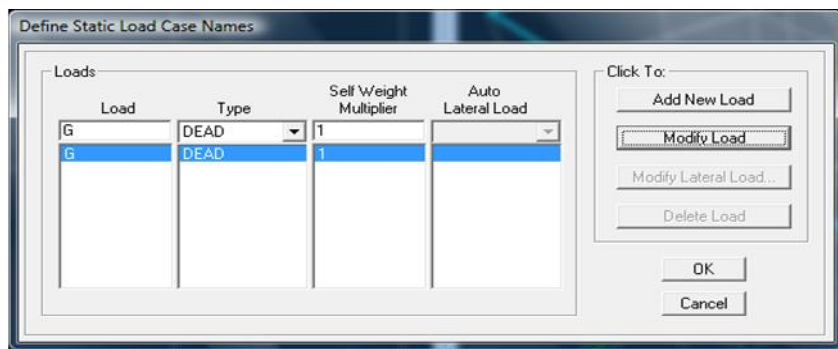


fig : nom des charges permanentes

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coéfficient interne poids propre) : 0

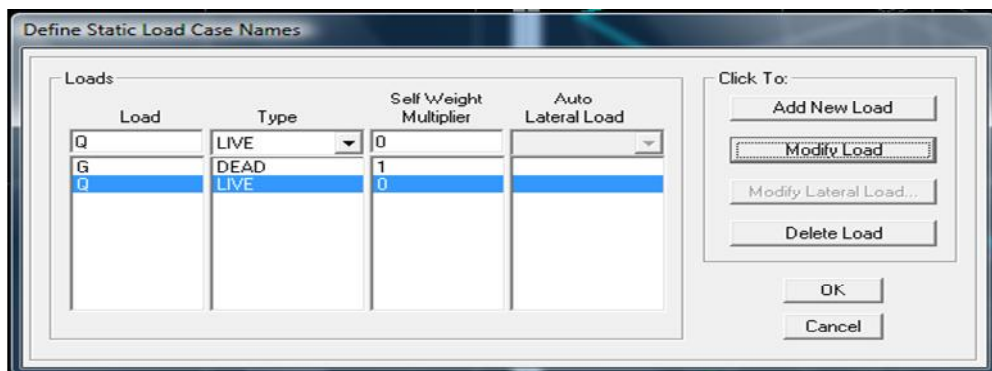


fig : nom des charges d'exploitations

2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :



-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone

- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**
Selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)
et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)
- **Coeff comportement : 5 .**
- **Coeff d'amortissement ξ :10%**
- **Site : S2.**
- **Facteur de qualité (Q):Q=1.2**

$$Q=1+\sum P_q$$

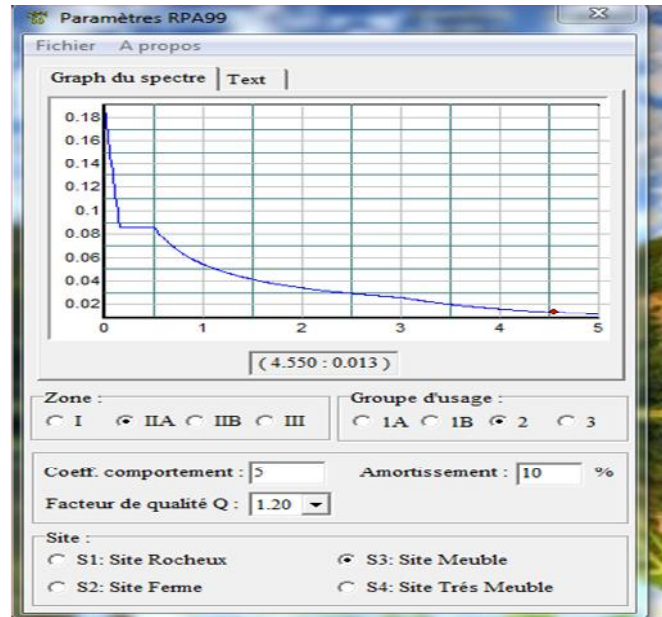


fig : le spectre de réponse

Après on clique sur **Text**

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** ou bien  → **Spectrum from file**

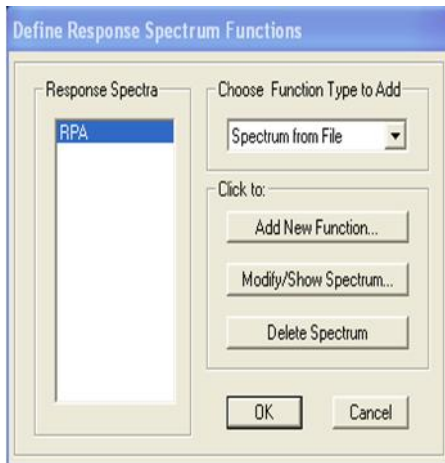


fig : définition de spectre

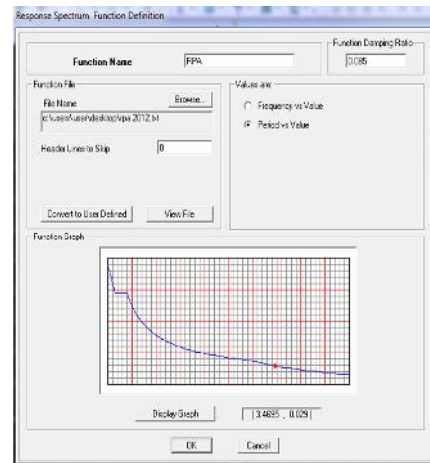


fig : la réponse de spectre

Fonction Name (nom du spectre): **RPA**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases ou bien  → Add New Spectrum

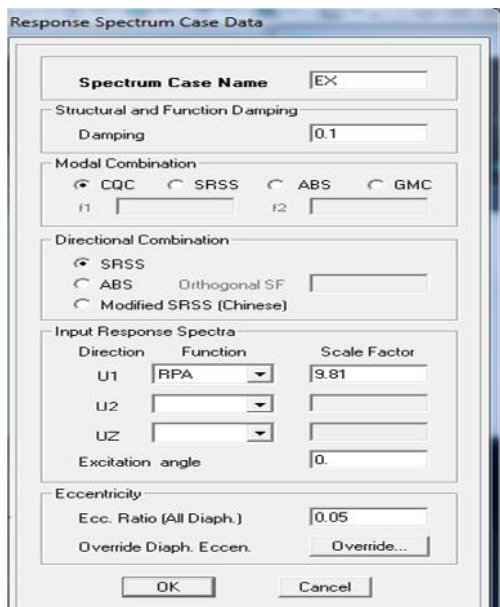


fig : ajout de spectre selon x

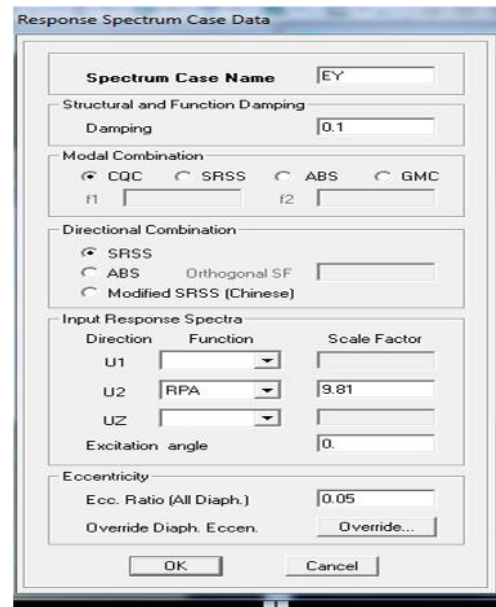


fig : ajout de spectre selon y

On introduit:

ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,1 dans la case **Damping**
Et l'excentricité qui égale a $0,05 \times L$ dans la case **Ecc.Ratio (All Diaph)**.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

- **5^{ème} étape : chargement des poutres :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** ou bien 

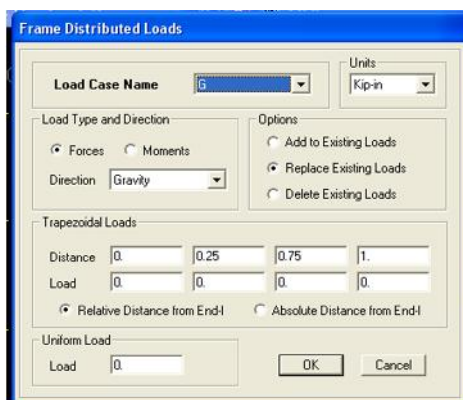


fig V : la méthode de chargement

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

- **6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$

08GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** ou bien  → **Add New Combo** ij

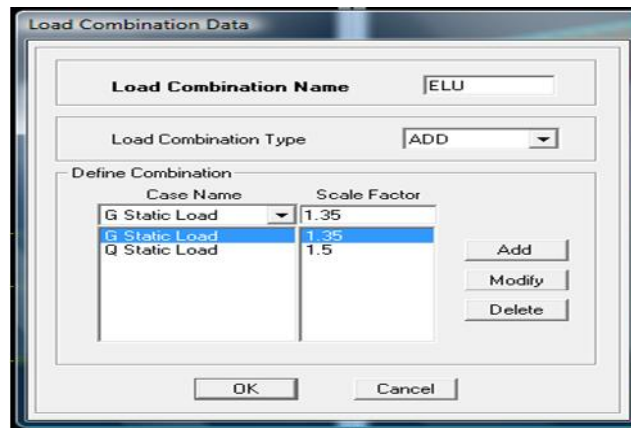


fig :création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **7ème étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** ou bien  → **Restraints**



fig : encastrement des appuis

➤ **Mass- Source :**

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

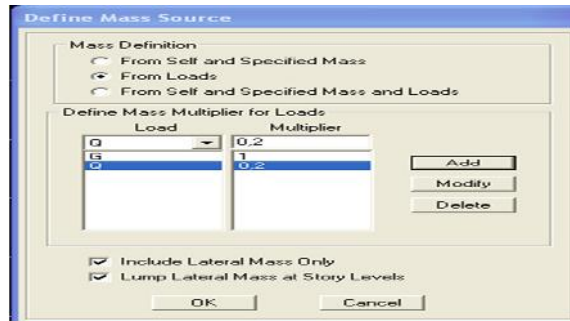


Fig : le pourcentage de participation des charges

➤ Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm**, ou bien  → **Add New Diaphragm**.

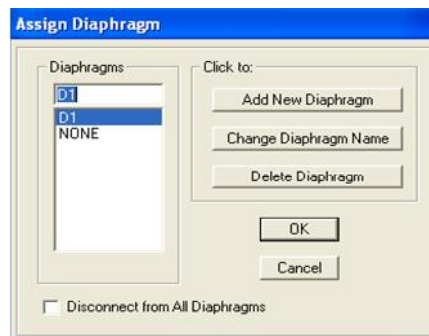


fig : spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

• 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.



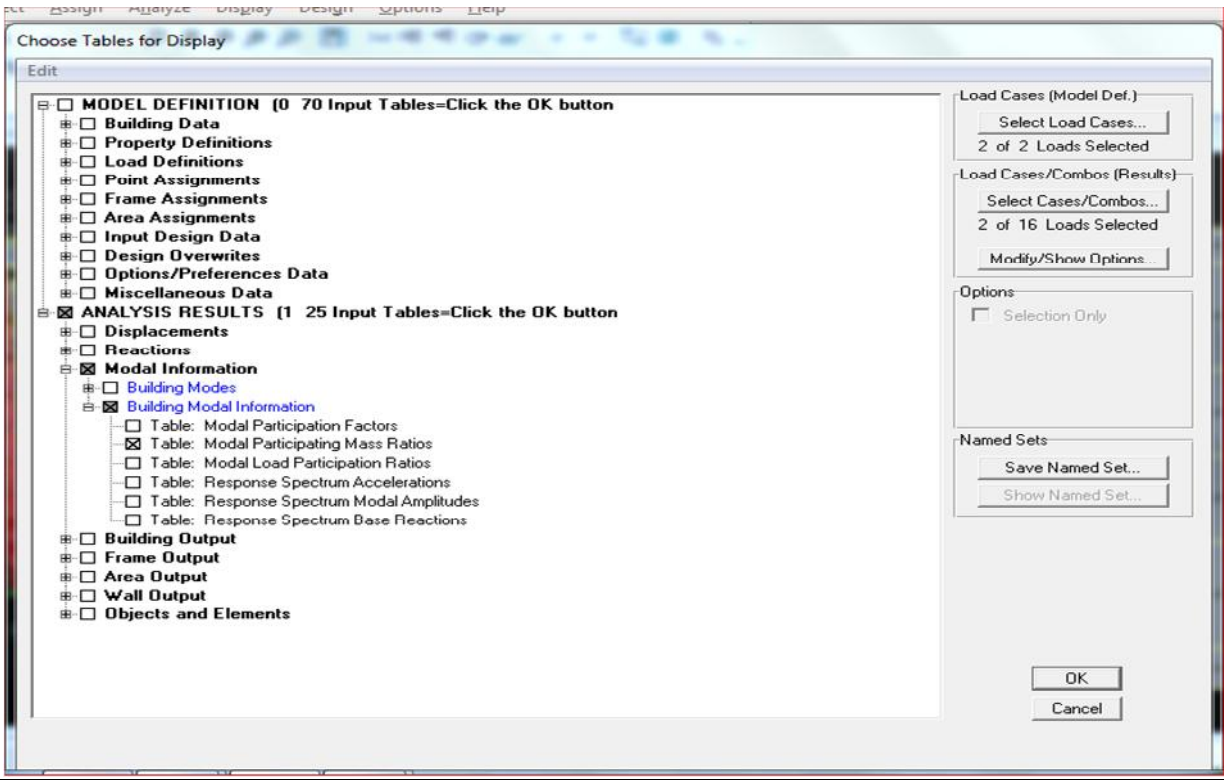
IV.4-Visualisation des résultats:

-Période et participation modale :

Dans la fenêtre display/show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

de la structure après l'analyse

*fig :Mod
èle 3D*



-Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par SumUX , SumUY

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.852611	71.6672	0.0000	0.0000	71.6672	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.728707	0.0000	69.6722	0.0000	71.6672	69.6722	0.0000	98.2148
3	0.694559	1.6884	0.0000	0.0000	73.3556	69.6722	0.0000	0.0000
4	0.232608	16.0053	0.0000	0.0000	89.3609	69.6722	0.0000	0.0000
5	0.167676	0.0000	18.5016	0.0000	89.3609	88.1738	0.0000	1.4136
6	0.158979	0.0011	0.0000	0.0000	89.3620	88.1738	0.0000	0.0000
7	0.106641	5.3339	0.0000	0.0000	94.6959	88.1738	0.0000	0.0000
8	0.070423	0.0000	6.4803	0.0000	94.6959	94.6541	0.0000	0.2916
9	0.066120	0.0330	0.0000	0.0000	94.7289	94.6541	0.0000	0.0000
10	0.063000	2.5832	0.0000	0.0000	97.3121	94.6541	0.0000	0.0000

OK

Fig .la période et participation modale

-Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **show deformed shape** et on sélectionne une combinaison d'action .

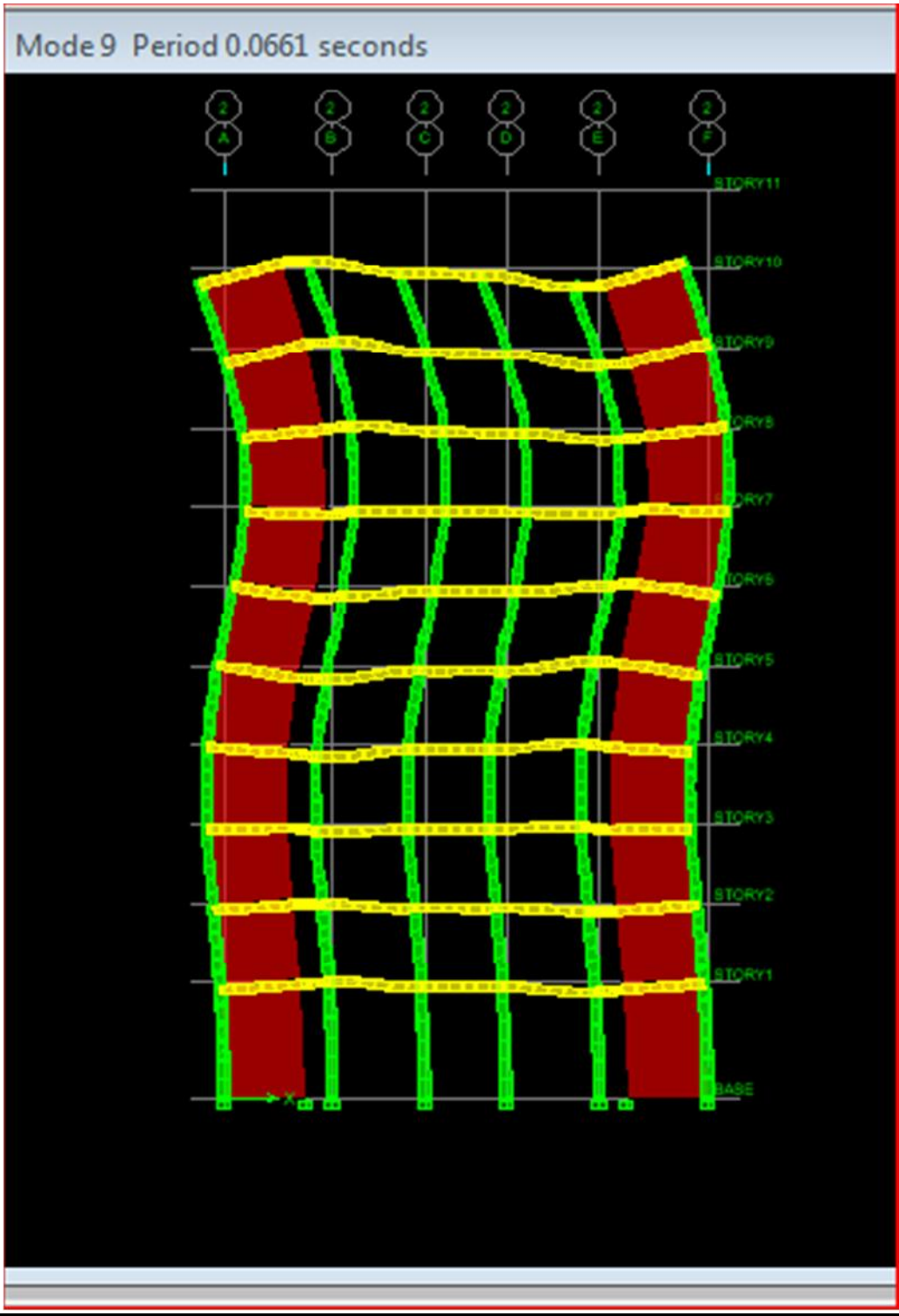


Fig :la déformation de la structur

-Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **show Membre forces/ stresses Diagram** dans le menu **Display**

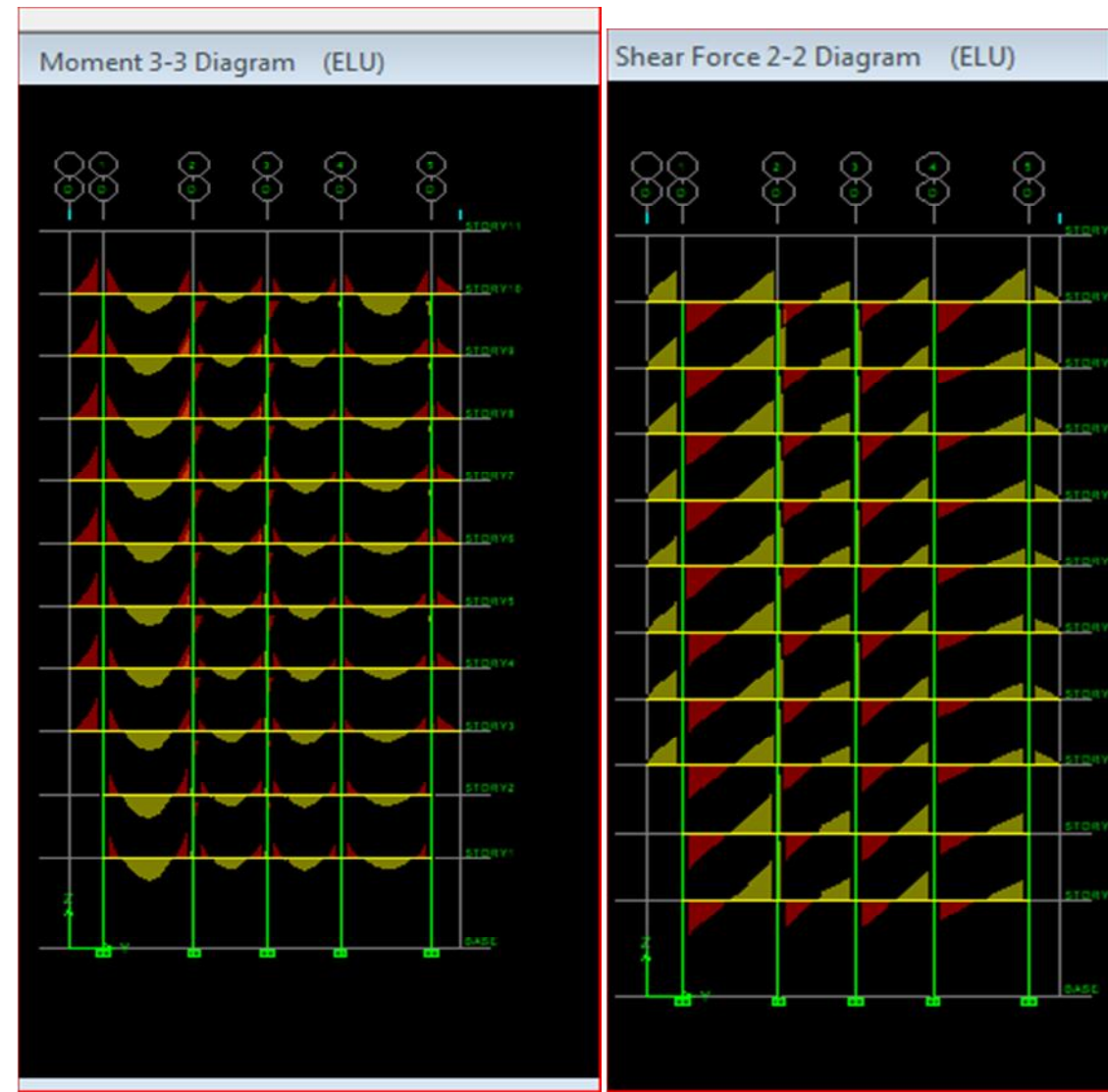


Fig :Diagrammes des efforts internes

-Efforts internes dans les éléments barres :

Les poutres : pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur **:Display show tables**

Dans **Frame Out put** on sélectionne **Frame Forces** (efforts dans les barres)

On clique sur **Select Case/Comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

The screenshot shows the 'Beam Forces' window in ETABS. The table displays internal forces for beam B87 across 10 stories (STORY10). The columns are: Story, Beam, Load, Loc, P, V2, V3, T, and M2. The data is as follows:

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY10	B87	ELU	0.000	0.00	-5.66	0.00	-0.166	0.000
STORY10	B87	ELU	0.486	0.00	-4.43	0.00	-0.166	0.000
STORY10	B87	ELU	0.971	0.00	-3.20	0.00	-0.166	0.000
STORY10	B87	ELU	1.457	0.00	-1.97	0.00	-0.166	0.000
STORY10	B87	ELU	1.943	0.00	-0.74	0.00	-0.166	0.000
STORY10	B87	ELU	2.429	0.00	0.49	0.00	-0.166	0.000
STORY10	B87	ELU	2.914	0.00	1.72	0.00	-0.166	0.000
STORY10	B87	ELU	3.400	0.00	2.95	0.00	-0.166	0.000
STORY10	B87	ELS	0.000	0.00	-4.15	0.00	-0.119	0.000
STORY10	B87	ELS	0.486	0.00	-3.24	0.00	-0.119	0.000
STORY10	B87	ELS	0.971	0.00	-2.33	0.00	-0.119	0.000
STORY10	B87	ELS	1.457	0.00	-1.42	0.00	-0.119	0.000
STORY10	B87	ELS	1.943	0.00	-0.51	0.00	-0.119	0.000
STORY10	B87	ELS	2.429	0.00	0.40	0.00	-0.119	0.000
STORY10	B87	ELS	2.914	0.00	1.31	0.00	-0.119	0.000
STORY10	B87	ELS	3.400	0.00	2.22	0.00	-0.119	0.000
STORY10	B87	GQEX MAX	0.000	0.00	-3.34	0.00	0.076	0.000
STORY10	B87	GQEX MAX	0.486	0.00	-2.43	0.00	0.076	0.000

Fig :Efforts internes dans les poutres

Les poteaux : On clique sur **Display show tables** dans **Frame Out put** on sélectionne **column forces** On clique sur **Select Case/comb** puis **OK**

The screenshot shows the 'Column Forces' window in ETABS. The table displays internal forces for column C1 across 10 stories (STORY10). The columns are: Story, Column, Load, Loc, P, V2, V3, T, and M2. The data is as follows:

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY10	C1	ELU	0.000	-97.49	12.87	5.19	0.000	6.413
STORY10	C1	ELU	1.355	-93.37	12.87	5.19	0.000	-0.621
STORY10	C1	ELU	2.710	-89.26	12.87	5.19	0.000	-7.651
STORY10	C1	ELS	0.000	-71.11	9.35	3.82	0.000	4.709
STORY10	C1	ELS	1.355	-68.06	9.35	3.82	0.000	-0.471
STORY10	C1	ELS	2.710	-65.01	9.35	3.82	0.000	-5.641
STORY10	C1	GQEX MAX	0.000	-66.65	19.87	4.37	0.291	5.446
STORY10	C1	GQEX MAX	1.355	-63.60	19.87	4.37	0.291	-0.441
STORY10	C1	GQEX MAX	2.710	-60.56	19.87	4.37	0.291	-4.901
STORY10	C1	GQEX MIN	0.000	-75.56	-1.18	3.27	-0.291	3.961
STORY10	C1	GQEX MIN	1.355	-72.52	-1.18	3.27	-0.291	-0.491
STORY10	C1	GQEX MIN	2.710	-69.47	-1.18	3.27	-0.291	-6.391
STORY10	C1	GQEX MAX	0.000	-62.96	13.54	6.44	0.122	8.330
STORY10	C1	GQEX MAX	1.355	-59.91	13.54	6.44	0.122	-0.391
STORY10	C1	GQEX MAX	2.710	-56.87	13.54	6.44	0.122	-2.171
STORY10	C1	GQEX MIN	0.000	-79.25	5.15	1.20	-0.122	1.080
STORY10	C1	GQEX MIN	1.355	-76.21	5.15	1.20	-0.122	-0.541
STORY10	C1	GQEX MIN	2.710	-73.16	5.15	1.20	-0.122	-0.121

Fig :Efforts internes dans les poteaux

-Efforts internes dans les voiles : Dans **AreaOutput** On clique sur **Area forces and stresses**

Area Element Stresses

Edit View

Area Element Stresses

	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNu
▶	STORY10	W131	Wall	1	330	ELU	Combination	-	
	STORY10	W131	Wall	1	329	ELU	Combination	-	
	STORY10	W131	Wall	1	329	ELU	Combination	-	
	STORY10	W131	Wall	1	330	ELU	Combination	-	
	STORY10	W131	Wall	1	330	ELS	Combination	-	
	STORY10	W131	Wall	1	329	ELS	Combination	-	
	STORY10	W131	Wall	1	329	ELS	Combination	-	
	STORY10	W131	Wall	1	330	ELS	Combination	-	
	STORY10	W131	Wall	1	330	GQEX	Combination	Max	
	STORY10	W131	Wall	1	329	GQEX	Combination	Max	
	STORY10	W131	Wall	1	329	GQEX	Combination	Max	
	STORY10	W131	Wall	1	330	GQEX	Combination	Max	
	STORY10	W131	Wall	1	330	GQEX	Combination	Min	
	STORY10	W131	Wall	1	329	GQEX	Combination	Min	
	STORY10	W131	Wall	1	329	GQEX	Combination	Min	
	STORY10	W131	Wall	1	330	GQEX	Combination	Min	
	STORY10	W131	Wall	1	330	GQEY	Combination	Max	
	STORY10	W131	Wall	1	330	GQEY	Combination	Max	

OK

-Effort tranchant de niveau :

pour extraire l'effort de chaque niveau. On positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ
Dans on clique sur **show deformed shape** et on sélectionne la combinaison E .
Enfin dans **Dram** on choisit **Draw section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

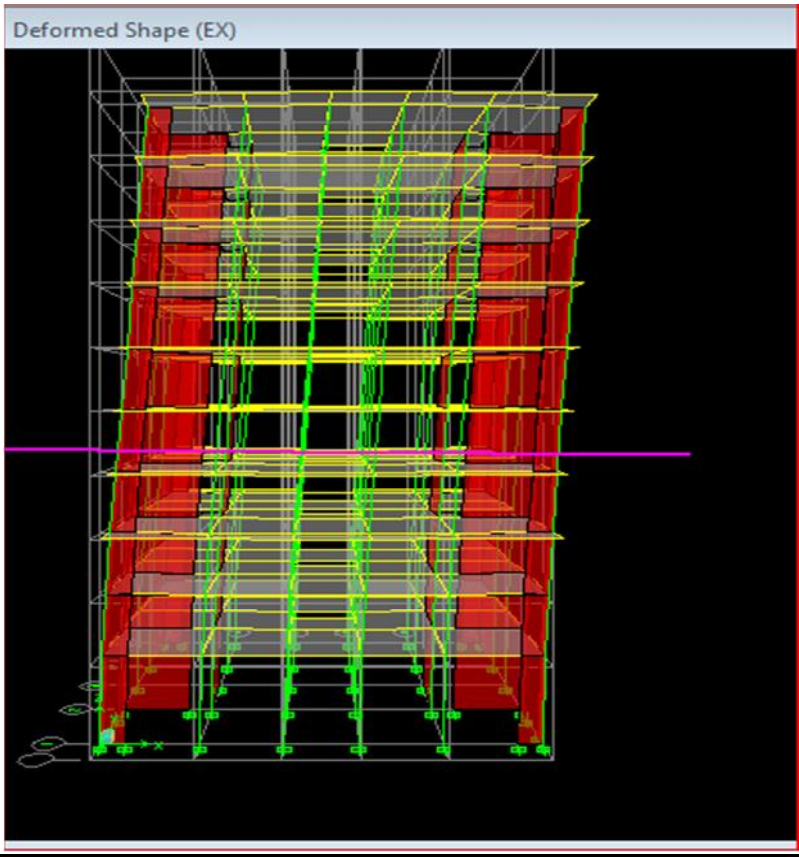


fig.:Effort tranchant de niveau selon Ex(sens xx)

-sans transversale :(xx)

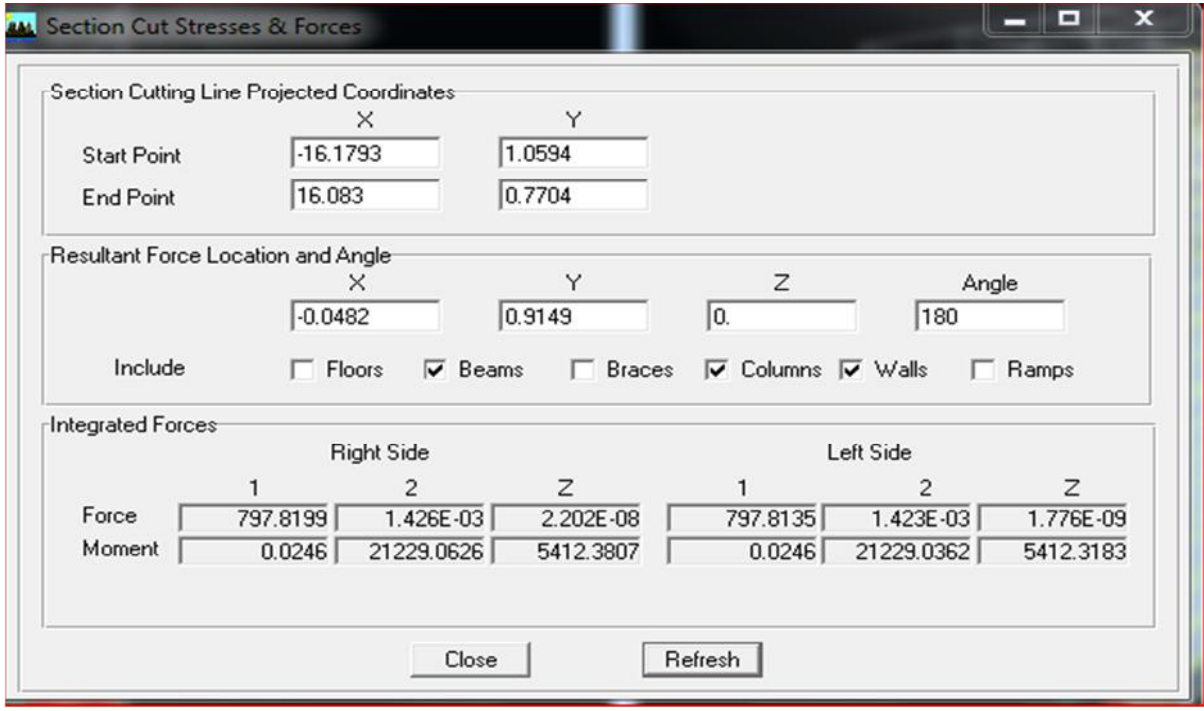


Fig : Effort repris par l'ensemble selon Ex (sens xx)

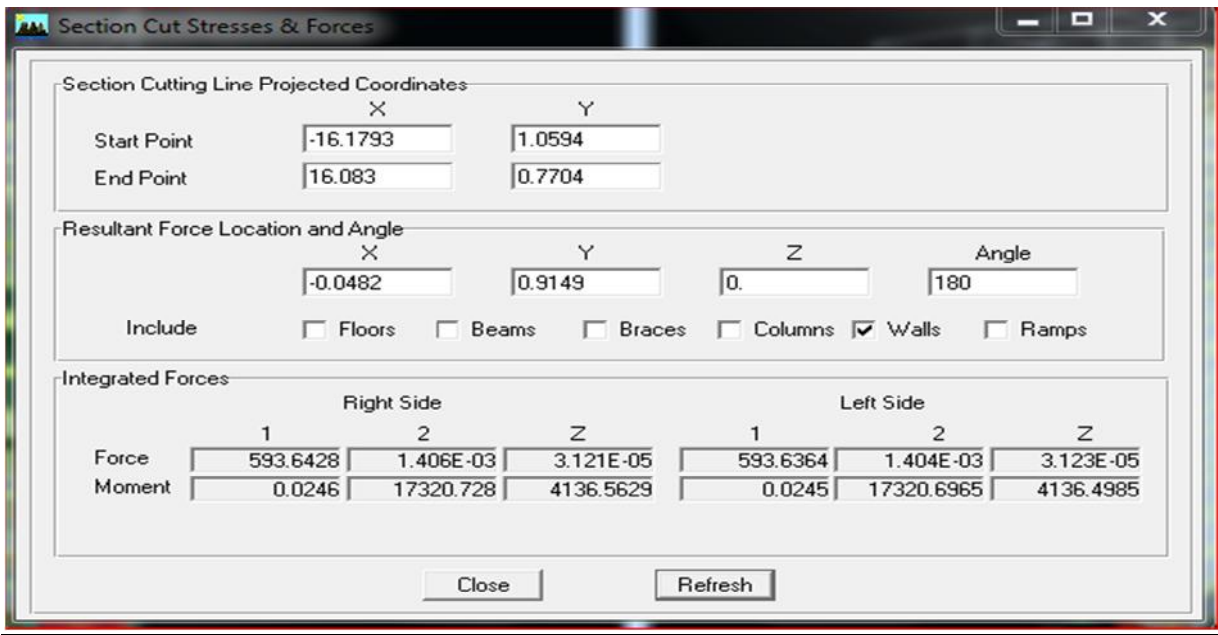


Fig :Effort repris par les voiles selon Ex(sans xx)

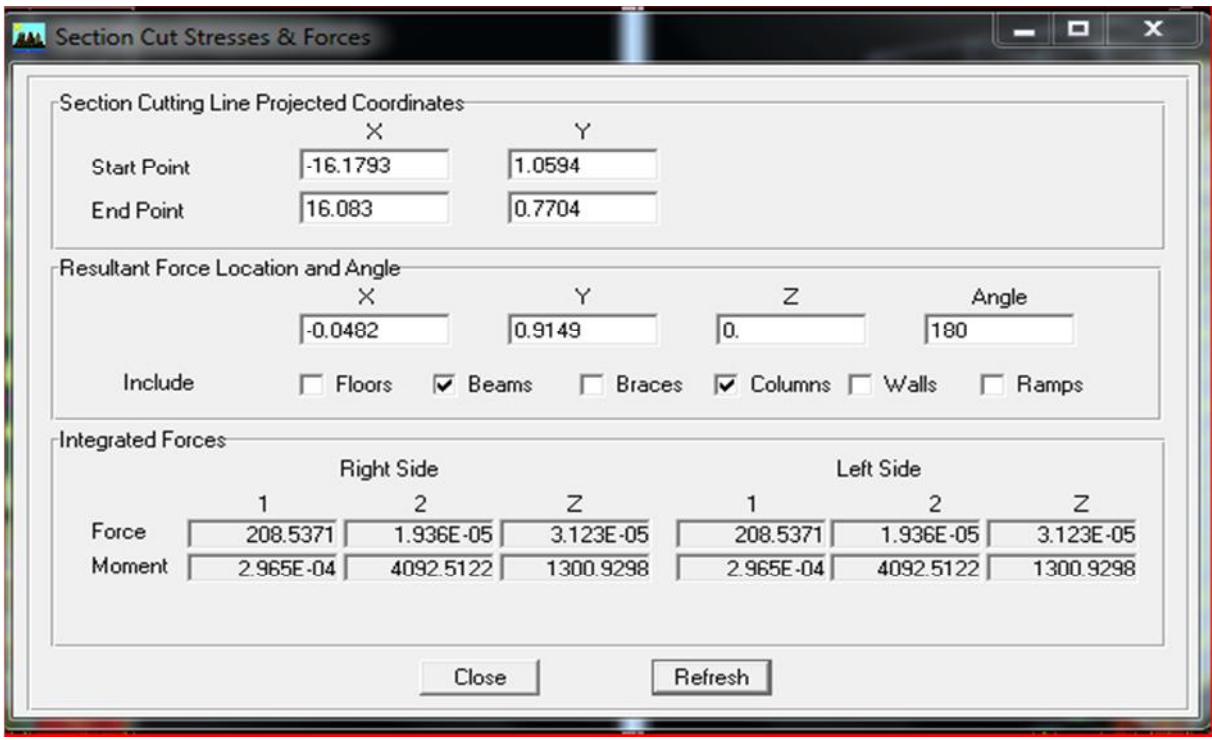


Fig :Effort repris par les portiques

-sans longitudinale :(vv)

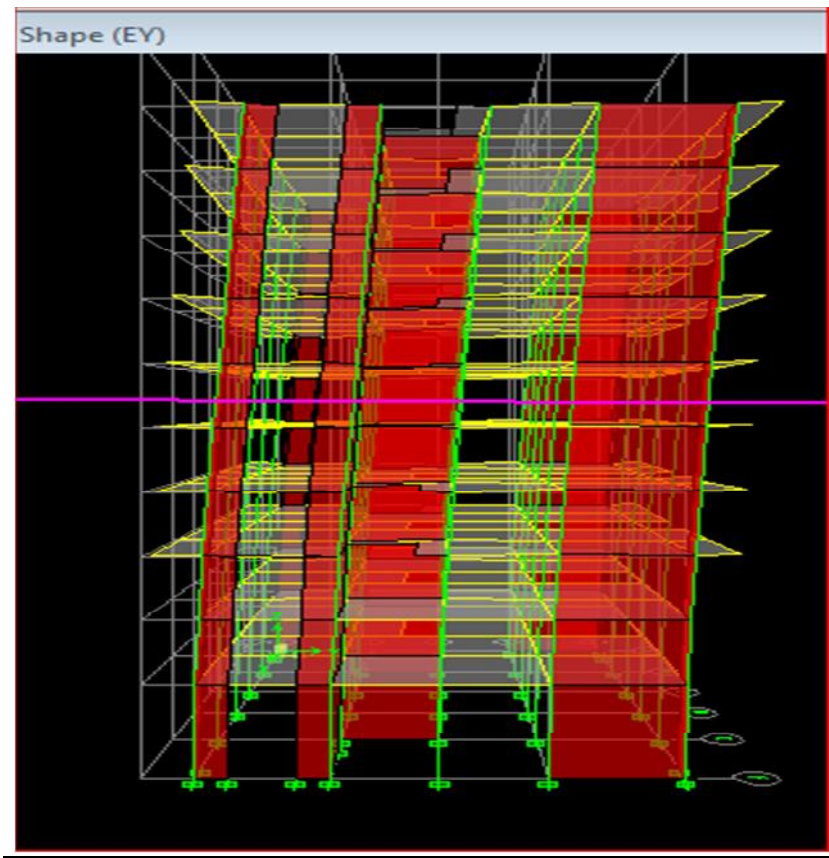


fig::Effort tranchant de niveau(sens yy)

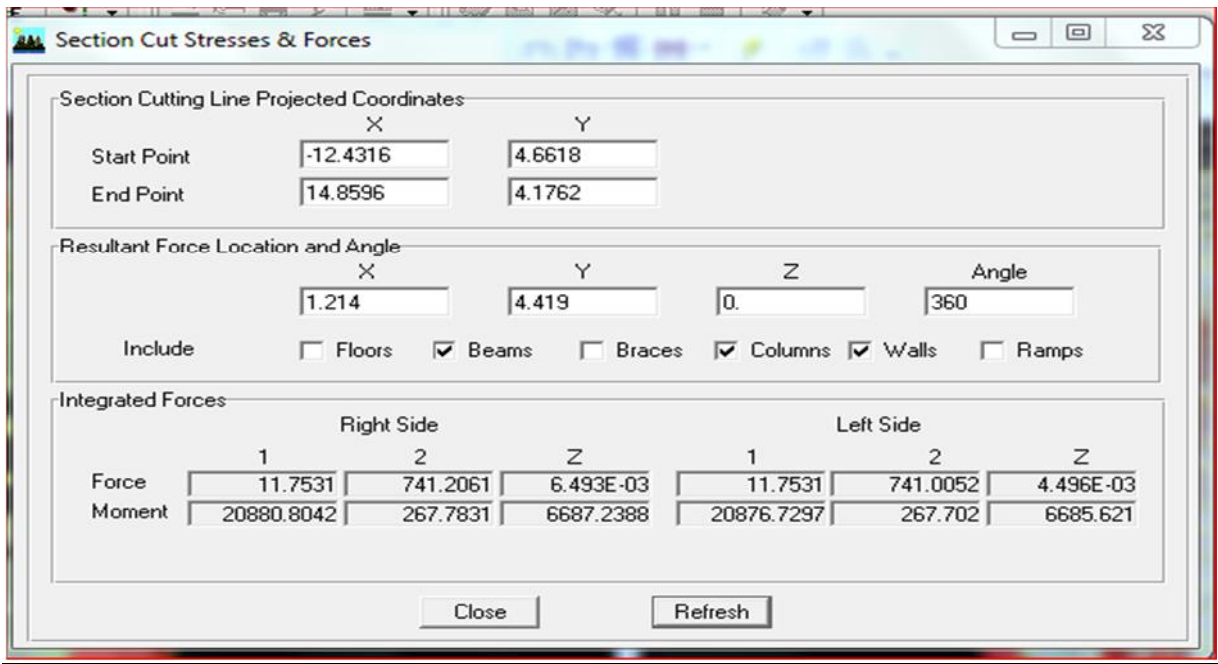


Fig : Effort repris par l'ensemble selon Ey (sens yy)

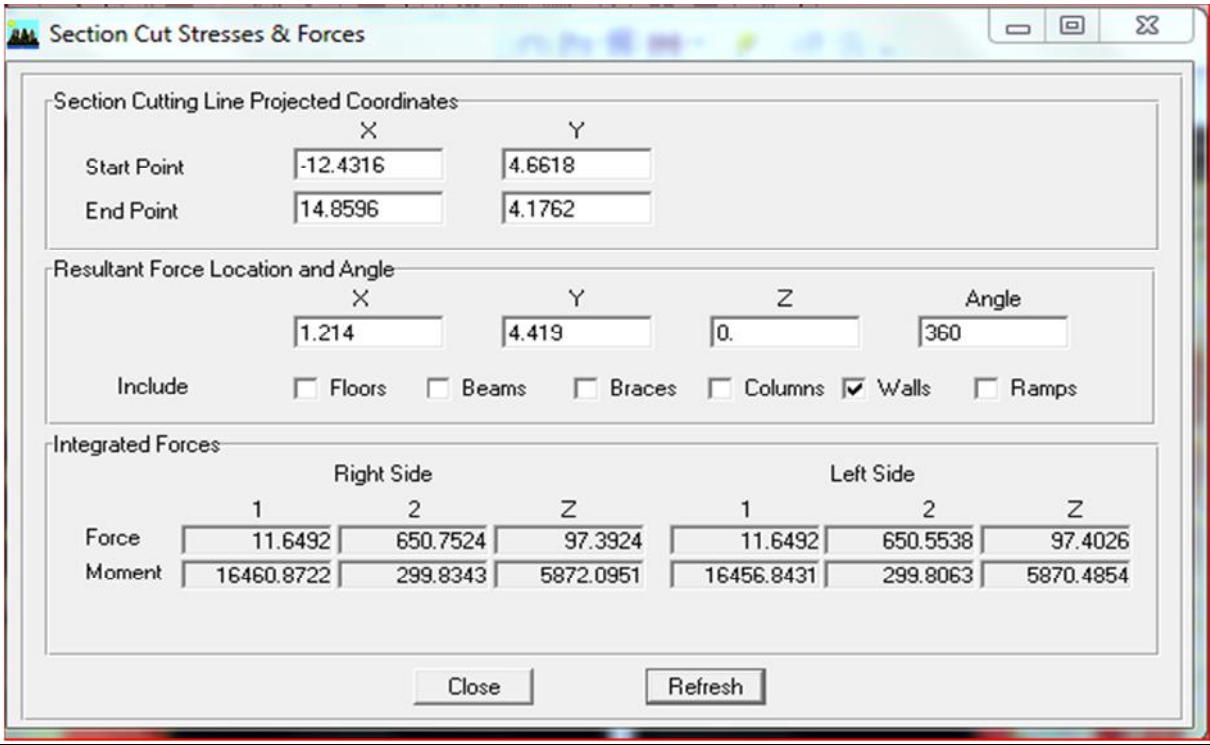


Fig : Effort repris par les voiles selon Ey(sans yy)

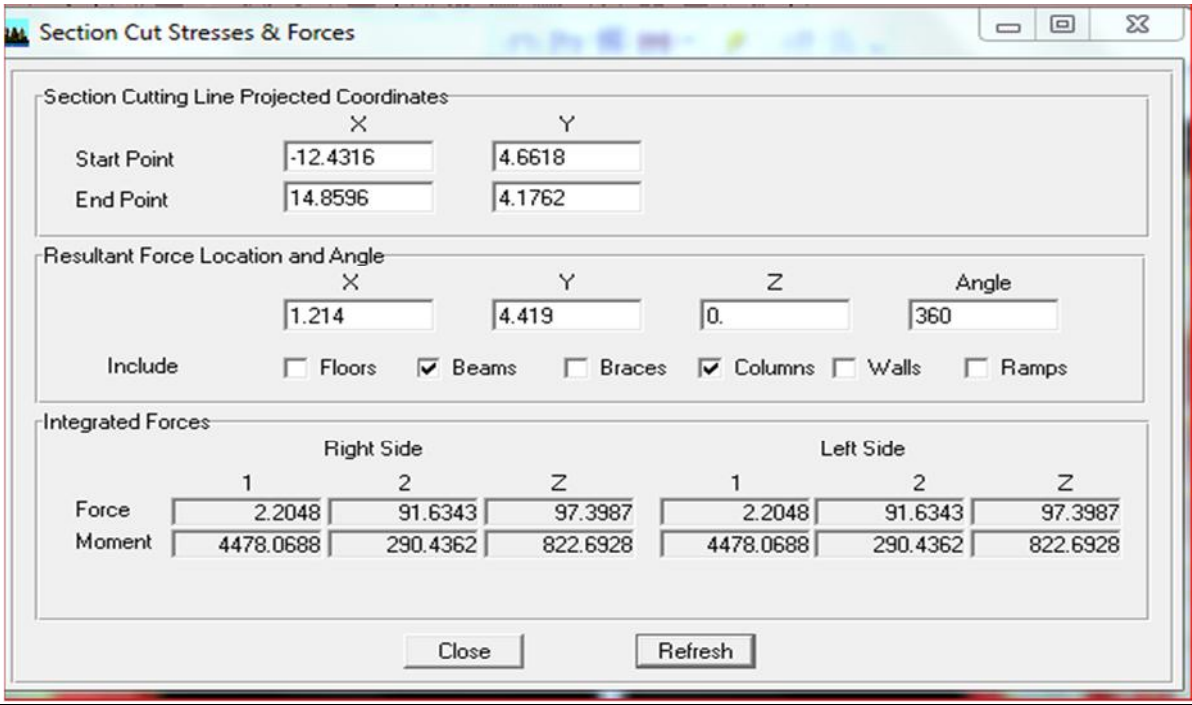


Fig :Effort repris par les portiques selon Ey(sans yy)

IV -5- Calcul du pourcentage de participation des charges :

Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

- Suivant xx :

Efforts repris par l'ensemble : **797.81KN**

Efforts repris par les portiques : **208.64KN**

Efforts repris par les voiles : **593.64KN**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par apports a l'ensemble : **26.15%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapports a l'ensemble : **73.85%**

-Suivant yy :

Efforts repris par l'ensemble : **11.75KN**

Efforts repris par les portiques : **2.20KN**

Efforts repris par les voiles : **11.64KN**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par apports a l'ensemble : **18.72%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapports a l'ensemble : **81.28%**

On constate que :

L'efforts repris par les voiles est plus important que celle des portiques et cela dans les deux sens.

D'après le (RPA99ver2003/Art 3.4.A), le système de contreventement est du type **4b**:

Contreventement assuré par des voiles, donc les portiques ne reprendront que les efforts verticaux.

Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**.

Remarque

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyses** retrouve dans **un fichier out**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte

Tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire:

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec rechercher de Windows

Chapitre V

vérification de RPA

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même

la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la Réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- 1-Vérification spécifique pour les poteaux.
- 2-Résultantes des forces sismiques de calcul.
- 3-Les déplacements inter étage sont acceptables.
- 4-L'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) soit négligé.
- 5-Vérification de l'excentricité.

V.1- Spécification pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/R.P.A 99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc x f_{c28}} \leq 0.3$$

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

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- Pour les poteaux de (40x40) cm² Nd=985.31 kN

$$V = \frac{985.31}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.24 \leq 0.3 \quad \text{CV}$$

-Pour les poteaux de (35x35) cm²: Nd= 837.22kN

$$V = \frac{837.22}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.27 \leq 0.3 \quad \text{CV}$$

- Pour les poteaux de (30x30) cm²: $N_d=520.18$ kN

$$V = \frac{520.18}{30 \times 30 \times 2.5} = 0.23 \leq 0.3 \quad \text{CV}$$

V.2. Résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base **V etabs** obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse}

Vetabs : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

Vmse : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

- Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:

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

A = 0.15 (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

R = 4 (valeur du coefficient de comportement : structure constitué par voiles).

W = 24848.56 KN poids total de la structure obtenue par logiciel l'etabs.

Support Reactions									
	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	BASE	333	Q	-0.08	0.17	129.12	-0.262	-0.111	0.000
	BASE	334	G	-0.23	-170.51	944.95	-1.110	-0.372	0.000
	BASE	334	Q	-0.07	-33.01	176.95	-0.409	-0.119	0.000
	BASE	335	G	-1.12	173.15	951.33	0.219	-1.596	0.000
	BASE	335	Q	-0.31	33.63	180.96	0.157	-0.450	0.000
	BASE	336	G	1.12	173.15	951.33	0.219	1.596	0.000
	BASE	336	Q	0.31	33.63	180.96	0.157	0.450	0.000
	BASE	337	G	-148.90	148.96	616.82	-0.329	-0.102	-0.000
	BASE	337	Q	-29.13	29.63	118.06	-0.218	0.046	-0.000
	BASE	338	G	-130.41	-129.86	843.57	-0.093	-0.167	-0.000
	BASE	338	Q	-18.76	-19.48	119.52	0.021	0.121	-0.000
	BASE	339	G	148.90	148.96	616.82	-0.329	0.102	0.000
	BASE	339	Q	29.13	29.63	118.06	-0.218	-0.046	0.000
	BASE	340	G	130.41	-129.86	843.57	-0.093	0.167	0.000
	BASE	340	Q	18.76	-19.48	119.52	0.021	-0.121	0.000
	Summation	0, 0, Base	G	0.00	0.00	23889.20	167097.084	-212613.843	0.000
	Summation	0, 0, Base	Q	0.00	0.00	4796.82	32415.146	-42691.654	0.000

$$W = (G + 0.2Q) \times 10 = (23889.2 + 0.2 \times 4796.82) \times 10 = 24848.56 \text{ KN.}$$

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

- **Calcul de facteur de qualité Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
 - La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
 - La qualité du contrôle de la construction.
 - La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$
- Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est observé ou non"

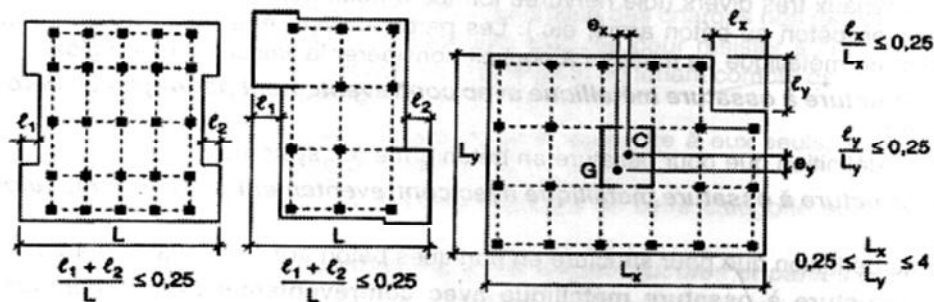
1- Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. **Condition vérifiée.**

-La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$(3+3)/14.8 = 0.40 \leq 0.25$ **Condition n'est pas vérifiée.**

La régularité en plan n'est pas vérifiée : **P1=0.05**



2- Régularité en élévation :

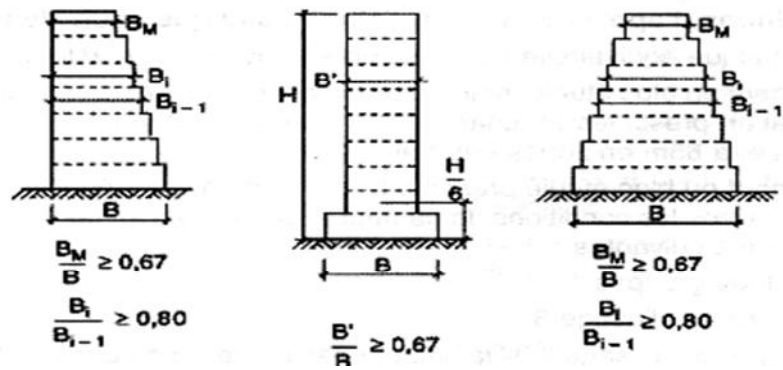
-Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation. **Condition vérifiée.**

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. **Condition n'est pas vérifiée.**

-Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Condition vérifiée.

La régularité en élévation n'est pas vérifiée : **P2=0.05**



3-Conditions minimales sur les fils de contreventement :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n’excède pas 1,5.
- P3 = 0

4- Redondance en plan :

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
 - Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec
- P4=0

5- Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

- Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le séisme de 2003.
- P6 = 0.0

Pénalité		
Critère :	Observ	Non observé :
Régularité en plan	/	0,05
Régularité en élévation	/	0.05
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	
Contrôle de la qualité des	0	/
suivi de chantier:	0	/

D’où :

Q=1+ ΣPq = 1.10

• **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

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

-Période donné par l'ETABS est :

Tetabs = 0.8526 S (mode 1) translation.

Tetabs = 0.7287 S (mode 2) translation.

Tetabs = 0.6945 S (mode 3) rotation.

-Période donnée par les formules empiriques est :

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

hn : la hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : **hn=31.96m**

CT : coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4.6 R.P.A99) **CT = 0.05.**

donc : **T=0.05x(31.96)^{3/4}=0,67s.**

L'article (4.2.4 du RPA99/ 2003) postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques (ETABS) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur

D est déterminé suivant le tableau :

T etabs > T empirique	→	T = T empirique
T empirique < Tetabs < 1,3Tempirique	→	T = T etabs
1,3 T empirique < Tetabs	→	T = 1,3Tempirique

$$0.67 < 0.8526 < 0.87 \quad \text{donc} \quad T = T_{etabs} = 0.8526$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 : Site ferme $\longrightarrow S_2 \rightarrow T_2 = 0.4 \text{ s}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique

$$\xi = 10\%$$

D'où $\eta = 0.76 \geq 0.70 \longrightarrow$ condition vérifiée.

$$\text{On a : } 0.4 < 0.8526 < 3\text{s} \longrightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.14$$

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0.15 \times 1.14 \times 1.1}{4} \times 24848.56 = 1168.503 \text{ KN}$$

• **L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :**

Pour cela on sélectionne les éléments de la base Display show Building out put $\rightarrow$ choisir la combinaison E

Les efforts tranchants à la base sont :

$$V_x = 1115.45 \text{ KN}$$

$$V_y = 1205.5 \text{ KN}$$

Vérification :

Sens xx : $V_{\text{etabs}} = 1115.45 > 80\% V_{\text{mse}} = 934.80 \text{ kN}$

Condition vérifiée.

Sens yy : $V_{\text{etabs}} = 1205.5 \text{ KN} > 80\% V_{\text{mse}} = 934.80 \text{ Kn}$

Condition vérifiée.

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V-3-Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (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.

$$\text{D'après le RPA 99 (art 4.4.3) : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement.

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

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

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci- dessous :
show table → déplacements → déplacements data → Diaphragm CM Displacement

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau : Déplacements relatifs sous l'action Ex

Story	Hauteur (m)	1%he (m)	sens x-x			observation
			U _x	R*U _x	Δk	
10	3.06	0.0306	0.0153	0.0612	0.0056	Condition vérifiée
9	3.06	0.0306	0.0139	0.0556	0.0060	Condition vérifiée
8	3.06	0.0306	0.0124	0.0496	0.0068	Condition vérifiée
7	3.06	0.0306	0.0107	0.0428	0.0072	Condition vérifiée
6	3.06	0.0306	0.0089	0.0356	0.0072	Condition vérifiée
5	3.06	0.0306	0.0071	0.0284	0.0068	Condition vérifiée
4	3.06	0.0306	0.0054	0.0216	0.0068	Condition vérifiée
3	3.06	0.0306	0.0037	0.0148	0.0064	Condition vérifiée
2	3.06	0.0306	0.0021	0.0084	0.0048	Condition vérifiée
1	4.42	0.0442	0.009	0.0036	0.0000	Condition vérifiée

Tableau : Déplacements relatifs sous l'action Ey

Story	Hauteur (m)	1%he (m)	sens y-y			observation
			U _y	R*U _y	Δk+1-Δk	
10	3.06	0.0306	0.0129	0.0516	0.0060	Condition vérifiée
9	3.06	0.0306	0.0114	0.0456	0.0060	Condition vérifiée
8	3.06	0.0306	0.0099	0.0396	0.0064	Condition vérifiée
7	3.06	0.0306	0.0083	0.0332	0.0060	Condition vérifiée
6	3.06	0.0306	0.0068	0.0272	0.0064	Condition vérifiée
5	3.06	0.0306	0.0052	0.0208	0.0056	Condition vérifiée
4	3.06	0.0306	0.0038	0.0152	0.0052	Condition vérifiée
3	3.06	0.0306	0.0025	0.0100	0.0044	Condition vérifiée
2	3.06	0.0306	0.0014	0.0056	0.0036	Condition vérifiée
1	4.42	0.0442	0.0005	0.0020	0.0000	Condition vérifiée

Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

V.4. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure
- Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.852611	71.6672	0.0000	0.0000	71.6672	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.728707	0.0000	69.6722	0.0000	71.6672	69.6722	0.0000	98.2148
	3	0.694559	1.6884	0.0000	0.0000	73.3556	69.6722	0.0000	0.0000
	4	0.232608	16.0053	0.0000	0.0000	89.3609	69.6722	0.0000	0.0000
	5	0.167676	0.0000	18.5016	0.0000	89.3609	88.1738	0.0000	1.4136
	6	0.158979	0.0011	0.0000	0.0000	89.3620	88.1738	0.0000	0.0000
	7	0.106641	5.3339	0.0000	0.0000	94.6959	88.1738	0.0000	0.0000
	8	0.070423	0.0000	6.4803	0.0000	94.6959	94.6541	0.0000	0.2916
	9	0.066120	0.0330	0.0000	0.0000	94.7289	94.6541	0.0000	0.0000
	10	0.063000	2.5832	0.0000	0.0000	97.3121	94.6541	0.0000	0.0000

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la **condition du RPA est vérifiée**

V.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k».

V_K : effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_K : déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1».

h_K : hauteur d'étage «k».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv :	$P_K(KN)$	Δ_{Kx}	Δ_{Ky}	V_{Kx} KN	V_{Ky} KN	h K	θ_{KX}	θ_{KY}	Verif°
10	2543.09	0,0056	0,0060	236.13	266.93	3,06	0,019	0,018	✓
09	4952.50	0,0060	0,0060	420.46	474.40	3,06	0,023	0,020	✓
08	4361.91	0,0068	0,0064	567.10	630.07	3,06	0,017	0,016	✓
07	9771.32	0,0072	0,0060	692.86	764.26	3,06	0,033	0,025	✓
06	12180.72	0,0072	0,0064	797.82	882.90	3,06	0,035	0,028	✓
05	14664.72	0,0068	0,0056	889.67	979.32	3,06	0,036	0,027	✓
04	17148.71	0,0068	0,0052	969.34	1055.50	3,06	0,039	0,027	✓
03	19632.71	0,0064	0,0044	1032.76	1121.10	3,06	0,039	0,025	✓
02	22062.48	0,0048	0,0036	1082.01	1173.33	3,06	0,032	0,022	✓
01	24848.56	0,0000	0,00	1115.85	1205.50	4.42	0,000	0,000	✓

Remarque :

La condition $\theta < 0.10$ est vérifié pour chaque niveau et dans les deux sens, d'où Les effets du second ordre (effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le calcul des éléments structuraux.

V.6. Vérification de l'excentricité :

D'après l'article (4.3.7 du RPA99/2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : **CM** : centre de masse

CR : centre de rigidité

On doit vérifier :

Sens xx : $|Cm - CR| \leq 5\%Lx$

Sens yy : $|Cm - CR| \leq 5\%Ly$

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour faire : show table → building output → center Mass Rigidity

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau : Vérification de l'excentricité :

N	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	$CM - CR$	$CM-CR$	5% L	Vérification
10	8,900	7,108	8,900	7,688	0	-0,580	0,91	✓
09	8,900	6,954	8,900	7,629	0	-0,675	0,91	✓
08	8,900	6,954	8,900	7,556	0	-0,602	0,91	✓
07	8,900	6,954	8,900	7,466	0	-0,512	0,91	✓
06	8,900	6,954	8,900	7,359	0	-0,405	0,91	✓
05	8,900	6,957	8,900	7,230	0	-0,273	0,91	✓
04	8,900	6,961	8,900	7,065	0	-0,104	0,91	✓
03	8,900	6,961	8,900	7,849	0	-0,888	0,91	✓
02	8,900	7,009	8,900	6,529	0	0,480	0,91	✓
01	8,900	7,014	8,900	6,190	0	0,824	0,91	✓

Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments Structuraux .

Chapitre VI

Ferraillage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation, et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferraillage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode des tronçons de la RDM.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Au cours des calculs du ferraillage, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter une même section d'armatures pour un certain nombre de niveau d'un voile.

Pour cela, les zones de ferraillage sont comme suit :

Zone 1 : RDC, 1^{er} étage.

Zone 2 : 2^{em}, 3^{em} et 4^{em} étage.

Zone 3 : 5^{em}, 6^{em}, 7^{em}, 8^{em}, 9^{em} étage.

VI-1 Superposition des sollicitations dans les refends :

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- Selon le RPA99-modifié2003 : $\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
- Selon le BAEL 91 : $\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$

VI-2 Rappel des étapes de calcul du ferraillage :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, se comportant de différentes manières :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} \geq 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

a) Détermination des diagrammes des contraintes :

Les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) et cela, en utilisant les formules classiques de la RDM :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : La section horizontale du voile ($B = e.L$).

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2} \right)$.

L : la longueur du voile.

b) Découpage du diagramme des contraintes :

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3} \right)$$

L_C : Longueur de la zone comprimée calculé par : $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

L_T : Longueur de la zone tendue : $L_T = (L - L_C)$

h_e : Hauteur entre nus des planchers.

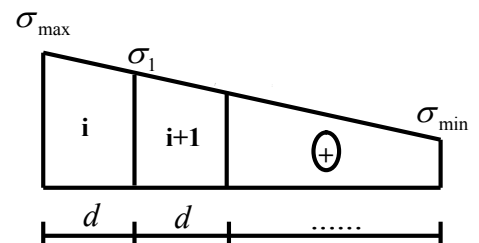
c) Détermination des efforts normaux et des sections d'acier :

Les efforts normaux sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes.

• Section entièrement comprimée :

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

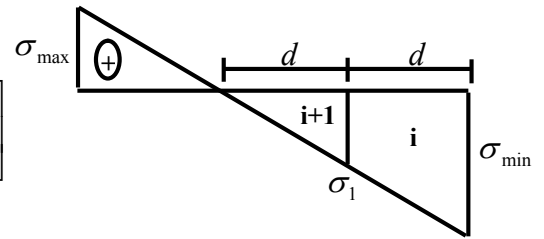
$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$



• **Section partiellement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

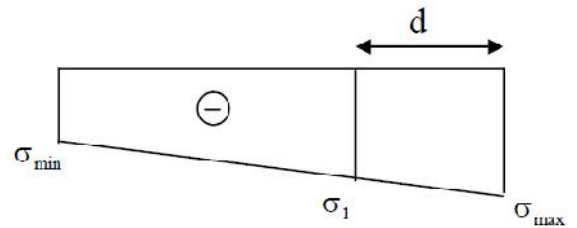
$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



• **Section entièrement tendue :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



A_{i+1} , A_i : Sections d'armatures verticales.

σ_1 : Contrainte de traction agissant à une distance «d» de la contrainte de traction maximale.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$$

e : Épaisseur du voile.

σ_s : Contrainte admissible des aciers (fissuration peu nuisible).

d) **Section minimale d'armatures :**

• **compression simple (BAEL 91/Art 8.2.1) :**

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à 4cm^2 par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Ainsi que : $0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0,5\%$

B_c : La section du béton comprimé.

• **traction simple (BAEL 91/Art 4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t : La section horizontale du béton tendu.

• **Exigence du RPA99-modifié2003/Art 7.7.41 :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit rester au moins égal à 0,20% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\min} \geq 0,20\%B_t$$

e) Armatures horizontales :

Les barres horizontales sont disposée en lit extérieur, et elles doivent être munies de crochets à 135°, ayant une longueur de 10ϕ .

• D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

• D'après le RPA99 : $A_H = 0,15\%.B$

Donc : $A_H = \max\left\{\frac{A_V}{4} ; 0,15\%.B\right\}$

A_v : La section d'armatures verticales.

B : étant la section totale du béton.

f) Armatures transversales (RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.3) :

Les Armatures transversales qui sont généralement des épingles, sont disposées suivant le sens perpendiculaires aux formes des murs de refends et ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales.
- D'empêcher le flambement des armatures horizontales sous l'action des aciers verticaux due à l'effet de la compression.
- De renforcer les parties extérieures du mur de refends.

D'après le RPA99, le nombre d'épingles qui relie les deux nappes d'armatures verticales, doit être au moins égale à 04 par mètre carré.

g) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise du bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section est calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$$

$\bar{T}$: L'effort tranchant majoré à la base du voile.

$$\bar{T} = 1,4.T$$

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

h) Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité d'un voile ou d'un trumeau, un potelet armé par des barres verticales dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10.

Les armatures transversales dans les potelets sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile.

i) Dispositions constructives :

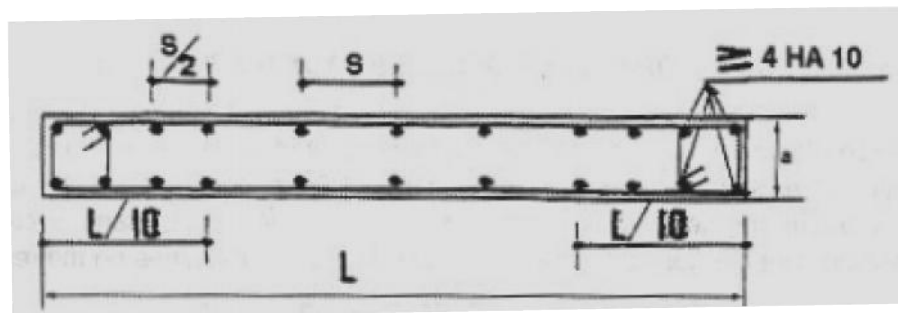


Figure : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

(RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.1)

➤ Espacements (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min(15.e ; 30\text{ cm})$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

➤ longueur de recouvrement (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :

La longueur de recouvrement est égale à :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :** à l'exception des zones d'about, le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **Vérification des contraintes :**

➤ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

• **RPA 99-modifié2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,20.f_{c28}$$

• **(BAEL 91) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} . f_{c28} ; 4MPa \right\}$$

b : Épaisseur du linteau ou du voile.

$d = 0,9.h$: Hauteur utile.

h : Hauteur total de la section brute.

VI -3 Exemple de calcul :

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile longitudinal VL1' au niveau de la zone I.

➤ Caractéristiques géométriques :

$$\begin{aligned} L &= 0.95 \text{ m} & ; & & e &= 0.25 \text{ m} \\ I_x &= 0.0178 \text{ m}^4 & ; & & V &= V' = 0.475 \text{ m} \\ B &= 0.2375 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

➤ Les contraintes :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 2130.56 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{\min} &= -5176.81 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ L_c &= \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \right) \cdot L = \left(\frac{2130.56}{2130.56 + 5176.81} \right) \times 0.95 = 0.277 \text{ m} \\ L_t &= L - L_c = 0.95 - 0.277 = 0.673 \text{ m} \end{aligned}$$

D'ou :
$$d \leq \min \left(\frac{3.06}{2}, \frac{2 \times 0.277}{3} \right)$$

On prend : $d = 0.185 \text{ m}$

• 1^{ère} bande :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = \frac{-5176.81 \times (0.673 - 0.185)}{0.673} = -3753.7 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ N_1 &= \frac{2130.56 + 3753.7}{2} \times 0.185 \times 0.25 = 136.07 \text{ KN} \\ A_{V1} &= \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{136.07}{34.8} = 3.91 \text{ cm}^2 \\ A_{1 \min} &\geq \max \left(\frac{18.5 \times 25 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 67.3 \times 25 \right) = 2.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La section d'armatures $A_{V1} = 3.91 \text{ cm}^2$

• 2^{ème} bande :

$$\begin{aligned} N_2 &= \frac{2592.25}{2} \times (0.673 - 0.185) \times 0.25 = 86.8 \text{ KN} \\ A_{V2} &= \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{186.8}{34.8} = 2.47 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

➤ **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 568.08}{400 \times 10^{-1}} = 21.871 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversements :

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{8} = \frac{3.91}{2} + \frac{21.871}{8} = 4.68 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 4HA14 / \text{nappe} = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} A_2 = \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{8} = \frac{3.36}{2} + \frac{21.871}{8} = 4.41 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 4HA14 / \text{nappe} = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

• Selon le RPA : $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 25 \times 95 = 3.562 \text{ cm}^2$

• Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{6.15 + 6.15}{4} = 3.07 \text{ cm}^2$

On prend : $4HA12 / \text{ml} / \text{nappe} \xrightarrow{\text{soit}} A_H = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$

Avec un espacement de 20cm.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

On prend : $4\text{épingle de } \phi 8 / \text{m}^2$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements :**

- RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 568.08 \times 10}{0,9 \times 95 \times 25} = 3.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.72 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

• BAEL91 :

$$b_o = e = 25cm$$

$$d = 0,9 \times 0,95 = 0,855m$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25MPa ; 4MPa \right\} = 3,25MPa$$

$$\tau_u = \frac{568,08 \times 10}{25 \times 0,9 \times 95} = 2,657MPa$$

$$\tau_u = 2,657MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa$$

Condition vérifiée

➤ Vérification à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{413,45 \times 10^3}{250 \times 950 + 15 \times 21,54 \times 10^2} = MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,07MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

Condition vérifiée

N.B. :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferraillage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Voiles longitudinaux VL1, VL1', VL3, VL3'			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques du voile.	L (m)		0.95	0.975	1
	he (m)		4.42/3.06	3.06	3.06
	ep (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m²)		0.237	0.244	0.25
	I (m4)		0.018	0.019	0.02
	V (m)		0.475	0.487	0.5
Caractéristiques mécaniques des matériaux.	ft28 (KN/cm²)		0.21	0.21	0.21
	Fe (KN/cm²)		40	40	40
	σst (KN/cm²)		34.8	34.8	34.8
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m²)		2130.56	1002.84	328.91
	σmin (KN/m²)		-5176.81	-3661.8	-1797.3
	Vu (KN)		568.08	508.44	340.51
	Nser (KN)		413.45	369.63	247.57
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0.277	0.209	0.15
	Lt (m)		0.673	0.765	0.85
	d (m)		0.185	0.139	0.10
	σ1 (KN/m2)		-3753.76	-2996.45	-1585.85
	Nu1 (KN)		136.07	69.48	23.93
	Nu2 (KN)		86.80	234.47	148.67
	Calcul des armatures.	Amin (cm2)	d*e*ft28/fe [1]	2.42	1.82
0,002.Bt [2]			3.36	3.82	4.25
0.23*B*ft28/fe [3]			2.867	2.946	3.01
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			3.36	3.82	4.25
Av1 (cm2)		Nu1/σst [5]	3.91	1.99	0.68
		max ([4] ; [5])	3.91	3.82	4.25
Av2 (cm2)		Nu2/σst [6]	2.47	6.73	4.27
		max ([4] ; [6])	3.36	6.73	4.27
Avj (cm²)		21.871	19.575	13.10	
Bande1		A1 (cm²)	4.68	4.35	3.76
		Choix des barres/nappe	4HA14	4HA12	4HA12
		sections	6.15	4.52	4.52
Bande2		A2 (cm²)	4.41	5.80	3.77
		Choix des barres/nappe	4HA14	4HA14	4HA14
		sections	6.15	6.15	6.15
armatures horizontales (cm2)		RPA99	3.555	3.65	3.75
		BAEL91	3.07	2.66	3.07
		choix/nappe/ml	4HA12	4HA12	4HA12
armatures transversales/m²		4HA8	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes		Cisaillement	RPA99 : τ b(max)	3.72	3.24
	BAEL91 : τ (max) =		2.657	2.31	1.51
	ELS	σbc (max) = 15 MPa	1.51	1.36	0.92

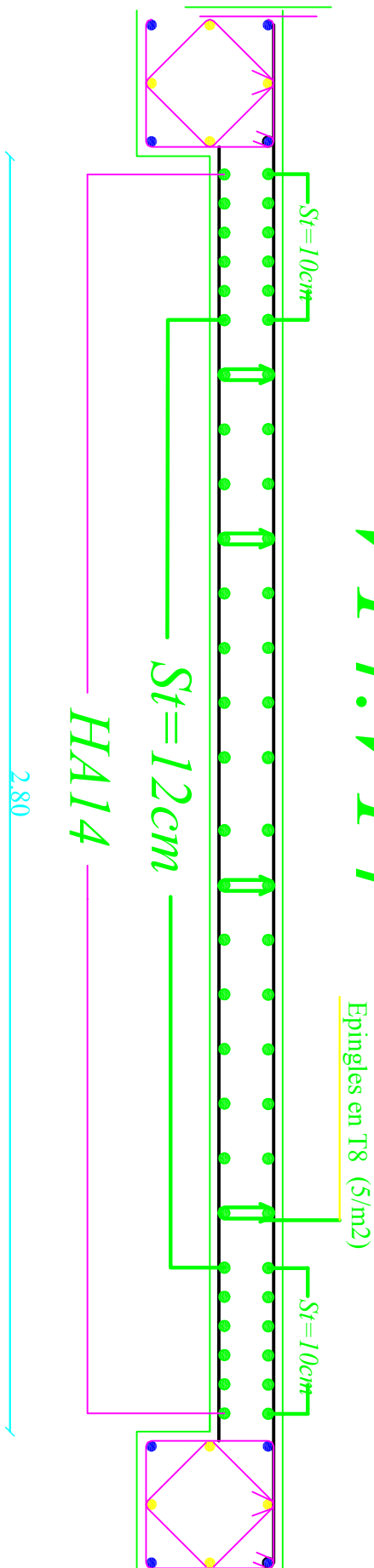
Voiles longitudinaux VL2, VL'2			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques du voile.	L (m)		2.95	2.975	3
	he (m)		4.42/3.06	3.06	3.06
	ep (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m²)		0.737	0.743	0.75
	I (m⁴)		0.534	0.548	0.562
	V (m)		1.475	1.487	1.5
Caractéristiques mécaniques des matériaux.	ft28 (KN/cm²)		0.21	0.21	0.21
	fe (KN/cm²)		40	40	40
	σst (KN/cm²)		34.8	34.8	34.8
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m²)		2603.63	1168.61	612.93
	σmin (KN/m²)		-5456.89	-3470.35	-1688.14
	Vu(KN)		1426.92	1156.71	765.88
	Nser (KN)		1042.68	845.44	559.74
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0.952	0.749	0.799
	Lt (m)		1.998	2.226	2.201
	d (m)		0.635	0.499	0.532
	σ1 (KN/m²)		3722.59	2692.45	1280.10
	Nu1 (KN)		502.14	833.49	125.88
	Nu2 (KN)		634.23	581.22	267.06
		Amin (cm2)	d*e*ft28/fe [1]	8.33	6.55
0,002.Bt [2]			9.99	11.13	11.005
0.23*B*ft28/fe [3]			8.905	8.980	9.05
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			9.99	11.13	11.005
Av1 (cm2)		Nu1/σst [5]	14.42	23.95	3.62
		max ([4] ; [5])	14.42	23.95	11.005
Av2 (cm2)		Nu2/σst [6]	18.22	16.70	7.67
		max ([4] ; [6])	13.11	16.70	11.005
Avj (cm²)		54.93	44.533	29.486	
Bande1		A1 (cm²)	14.07	17.54	9.19
		Choix des barres/nappe	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12
		sections adoptées/nappe (cm²)	18.46	18.46	13.56
Bande2		A2 (cm²)	15.98	13.92	9.19
		Choix des barres/nappe	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12
		sections adoptées/nappe (cm²)	18.46	18.46	13.56
armatures horizontales (cm2)		RPA99	11.06	11.145	11.25
		BAEL91	9.23	9.23	6.78
		choix/nappe/ml	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
armatures transversales/m²		4HA8	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes		Cisaillement	RPA99 : τ b(max) = 5 PMa	3.009	2.419
	BAEL91 : τ (max) = 3.25 MPa		2.149	1.728	1.134
	ELS	σbc (max) = 15 MPa	1.25	1.045	0.72

Voile transversaux VT1, VT'1,VT2,VT'2			I	II	III
caractéristiques géométriques du voile.	L (m)		0.95	0.975	1
	he (m)		3.06	3.06	3.06
	ep (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m ²)		0.237	0.243	0.25
	I (m ⁴)		0.017	0.019	0.020
	V (m)		0.475	0.487	0.5
Caractéristiques mécaniques des matériaux.	ft28 (KN/cm ²)		0.21	0.21	0.21
	fe (KN/cm ²)		40	40	40
	σst (KN/cm ²)		34.8	34.8	34.8
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m ²)		2949.05	1328.53	307.05
	σmin (KN/m ²)		-5802.52	-	-1805.17
	Vu (KN)		567.3	495.8	339
	Nser (KN)		412.88	360.61	246.47
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m) [1]		0.320	0.259	0.145
	Lt (m)		0.629	0.715	0.854
	d (m)		0.213	0.172	0.096
	σl (KN/m ²)		3828.37	2782.81	1602.25
	Nu1 (KN)		180.45	88.39	22.91
	Nu2 (KN)		198.59	188.53	151.81
Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	d*e*ft28/fe [1]	2.79	2.25	1.26
		0,002.Bt [2]	3.145	3.575	4.27
		0.23*B*ft28/fe [3]	2.867	2.943	3.018
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	3.145	3.575	4.27
	Av1 (cm ²)	Nu1/σst [5]	5.185	2.54	0.65
		max ([4] ; [5])	5.185	3.575	4.27
	Av2 (cm ²)	Nu2/σst [6]	5.706	5.42	4.36
		max ([4] ; [6])	5.706	5.42	4.36
	Avj (cm ²)		21.84	19.088	13.051
	Bande1	A1 (cm ²)	5.32	4.17	3.76
		Choix des barres/nappe	4HA14	4HA12	4HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	6.15	4.52	4.52
	Bande2	A2 (cm ²)	5.58	5.09	3.81
		Choix des barres/nappe	4HA14	4HA14	4HA14
		sections adoptées/nappe (cm ²)	6.15	6.15	6.15
	armatures horizontales (cm ²)	RPA99	3.555	3.645	3.75
		BAEL91	3.07	2.66	2.66
		choix/nappe/ml	4HA12	4HA12	4HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99 : τ b (max) = 5	3.715	3.164	2.109
		BAEL91 : τ (max) = 3.25	2.654	2.260	1.506
	ELS	σbc (max) = 15 MPa	1.53	1.33	0.91

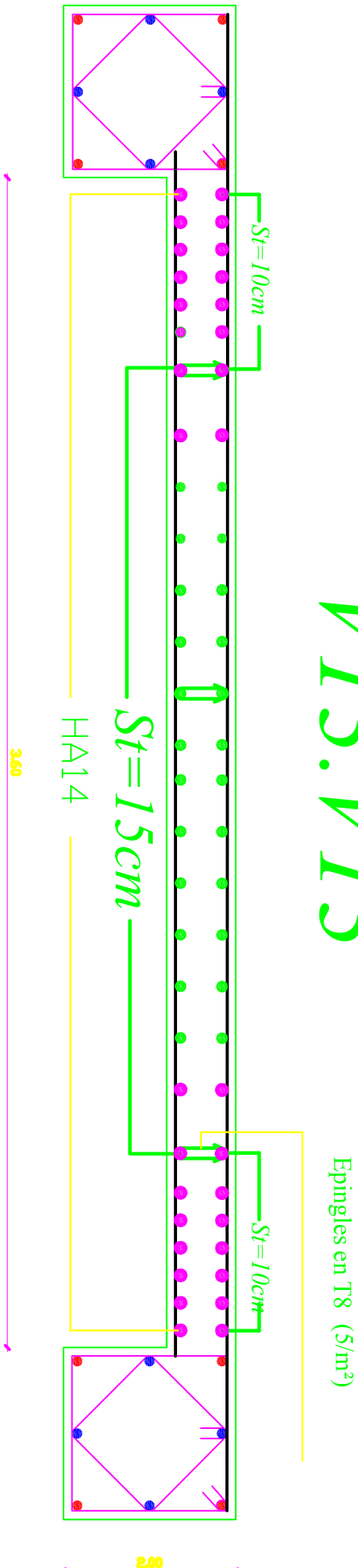
Voiles transversaux VT3, VT'3			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques du voile.	L (m)		3.9	3.95	4
	he (m)		3.06	3.06	3.06
	ep (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m ²)		0.975	0.987	1
	I (m ⁴)		1.235	1.283	1.333
	V (m)		1.95	1.975	2
Caractéristiques mécaniques des matériaux.	ft28 (KN/cm ²)		0.21	0.21	0.21
	fe (KN/cm ²)		40	40	40
	σst (KN/cm ²)		34.8	34.8	34.8
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m ²)		2730.29	1771.71	1975.68
	σmin (KN/m ²)		5751.8	4022.01	2471.87
	Vu (KN)		2039.69	1732.33	1157.15
	Nser (KN)		1488.3	1264.03	844.25
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1.25	1.207	1.776
	Lt (m)		2.64	2.742	2.223
	d (m)		0.833	0.804	1.184
	σ1 (KN/m ²)		3936.93	2842.699	1446.09
	Nu1 (KN)		694.22	463.75	506.42
	Nu2 (KN)		889.25	688.64	187.82
Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	d*e*ft28/fe [1]	10.93	10.55	15.54
		0,002.Bt [2]	13.20	13.71	11.115
		0.23*B*ft28/fe [3]	11.773	11.924	12.075
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	13.20	13.71	15.54
	Av1 (cm ²)	Nu1/σst [5]	19.95	13.32	14.55
		max ([4] ; [5])	19.95	13.71	15.54
	Av2 (cm ²)	Nu2/σst [6]	25.55	19.78	5.39
		max ([4] ; [6])	25.55	19.78	15.54
	Avj (cm ²)		78.52	66.69	44.55
	Bande1	A1 (cm ²)	19.79	15.19	13.34
		Choix des barres/nappe	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	21.54	15.84	15.84
	Bande2	A2 (cm ²)	22.59	18.22	13.34
		Choix des barres/nappe	2x8HA14	2x8HA14	2x8HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	24.62	24.62	18.10
	armatures horizontales (cm ²)	RPA99	14.625	14.805	15
		BAEL91	11.54	10.11	9.82
		choix/nappe/ml	2x7HA12	2x7HA12	2x8HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99 : τ b (max) = 5	3.254	2.728	1.80
		BAEL91 : τ (max) = 3.25	2.324	1.949	1.285
	ELS	σbc (max) = 15 MPa	1.34	1.27	0.79

Voile transversale VT4 ,VT'4			I	II	III
caractéristiques géométriques du voile.	L (m)		3.1	3.15	3.2
	he (m)		4.42/3.06	3.06	3.06
	ep (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m ²)		0.775	0.787	0.8
	I (m ⁴)		0.620	0.651	0.682
	V (m)		1.55	1.575	1.6
Caractéristiques mécaniques des matériaux.	ft28 (KN/cm ²)		0.21	0.21	0.21
	fe (KN/cm ²)		40	40	40
	σst (KN/cm ²)		34.8	34.8	34.8
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m ²)		2295.57	3043.6	3883.92
	σmin (KN/m ²)		5632.45	4921.63	4871.39
	Vu (KN)		2091.83	1684.15	1131.96
	Nser (KN)		1522.63	1228.12	825.64
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0.897	1.203	1.419
	Lt (m)		2.203	1.947	1.781
	d (m)		0.598	0.802	0.279
	σ1 (KN/m ²)		4103.53	2894.33	4108.27
	Nu1 (KN)		478.33	595.27	278.73
	Nu2 (KN)		823.27	414.25	771.32
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	d*e.ft28/fe [1]	7.84	10.52	3.66
		0,002.Bt [2]	11.04	9.735	8.905
		0.23*B*ft28/fe [3]	9.358	9.478	9.66
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	11.04	10.52	9.66
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	13.74	17.10	8.00
		max ([4] ; [5])	13.74	17.10	9.66
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	23.66	11.90	22.16
		max ([4] ; [6])	23.66	11.90	22.16
	Avj (cm ²)		80.53	64.83	43.58
	Bande1	A1 (cm ²)	16.93	16.65	10.28
		Choix des barres/nappe	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	18.46	18.46	13.56
	Bande2	A2 (cm ²)	21.89	14.05	16.52
		Choix des barres/nappe	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	24.62	18.10	18.10
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	11.625	11.805	12
		BAEL91	10.77	9.14	7.91
		choix/nappe/ml	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99 : τ b (max) = 5 MPa	4.198	3.326	2.201
		BAEL91 : τ (max) = 3.25	2.999	2.376	1.572
	ELS	σbc (max) = 15 MPa	1.7	1.4	0.94

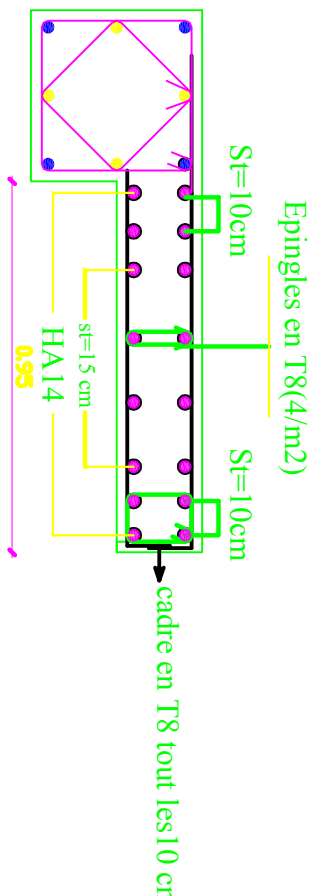
VT4.VT4'



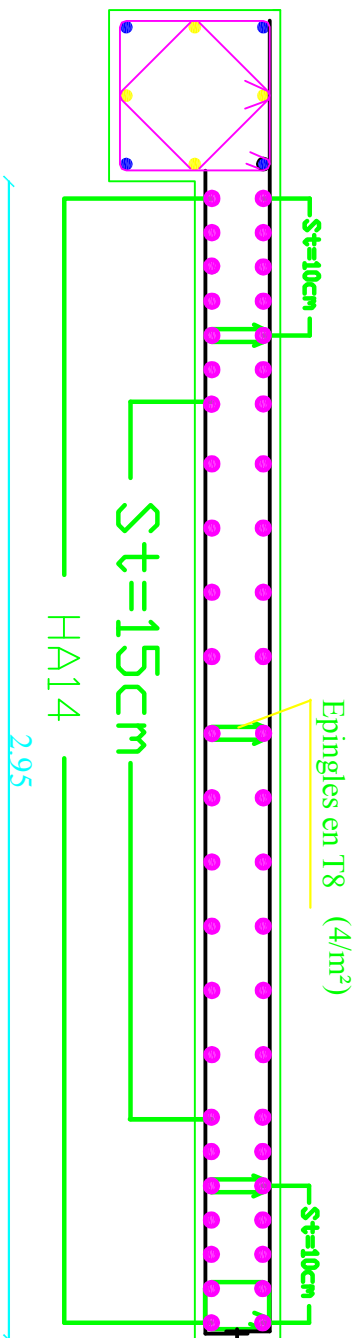
VT3.VT3'



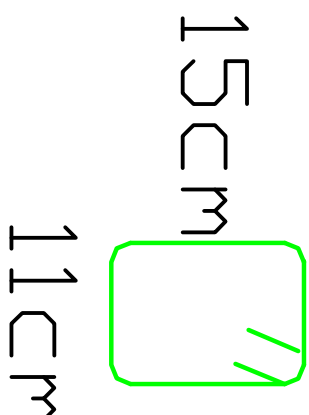
VL1.VL1'
VL3.VL3'
VT1.VT1'
VT2.VT2'



VL2.VL2'



cadre en T8



Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

- a- $1.35 G + 1.5 Q$: à l'ELU
 $G + Q$: à l'ELS
 b- $G + Q \pm 1.2 E$: RPA 2003
 $0.8G \pm E$: RPA 2003

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VII-1- Recommandation du RPA 2003 :**1-Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % b h section du poteau (Zone IIa).

- Poteau (40x40) $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
- Poteau (30x30) $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % b h (zone IIa)

- Poteau (40x40) $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- Poteau (30x30) $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % b h (zone IIa)

- Poteau (40x40) $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
- Poteau (30x30) $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

- La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

2-Les armatures transversales :

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant .

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} ; 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité minimales d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimums.

VII-2-Calcul du ferrailage :**a- Etape de calcul en flexion composée :**

▪ Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est **partiellement comprimée**

▪ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

Si l'égalité est n est pas vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

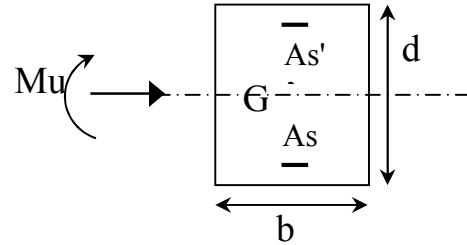
$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

- Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée
- Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l'

$$\mu_r = 0,392$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta, d, \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s}$



Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

b-Vérification à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

• Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Contrainte dans le béton :

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} \leq \frac{I}{B_0 V_2} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

• **Vérification des contraintes :**

-La section homogène est :

$$B_0 = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

-Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_1 - c')^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s V_1}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} - \frac{M_s V_2}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \left[\frac{N}{B_0} + \frac{M(V_1 - c')}{I} \right] = \frac{f_e}{1,15} \quad \text{et} \quad \sigma_{s2} = 15 \left[\frac{N}{B_0} - \frac{M(V_2 - c)}{I} \right] = \frac{f_e}{1,15}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée. $B_0 = bh + 15 A_s$, k

▪ Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{1}{B_0 V_2} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Il faut vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Avec $\sigma_b = K \cdot y_1$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{et} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2] \quad \text{avec} \quad y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b}(c - c') + \frac{90 A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90 A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b}(d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprim

VII-3-Ferrailages des poteaux

a- Les résultats de l'ETABS :

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ETABS sont résumés dans les tableaux qui suivent.

1-Sens longitudinal :**Efforts internes à l'ELU (Situation durable)**

Niveau	section	$N^{\max}$	M^{corr}	$M^{\max}$	N^{corr}	$N^{\min}$	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
5, 6, 7, 8, 9 ^{ème}	30x30	683.54	4.909	17.384	103.7	7.51	0.311
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	1101.01	9.721	13.884	863.72	159.94	0.252
RDC, 1 ^{ère}	40x40	1297.34	6.471	32.668	954.77	303.54	0.055

Efforts internes sous G+Q±E

Niveau	section	$N^{\max}$	M^{corr}	$M^{\max}$	N^{corr}	$N^{\min}$	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
5, 6, 7, 8, 9 ^{ème}	30x30	520.18	1.033	26.599	79.62	8.52	0.081
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	837.22	11.845	25.904	488.51	102.62	0.45
RDC, 1 ^{ère}	40x40	985.31	10.071	29.463	591.7	317.97	1.587

Efforts internes sous 0.8G±E

Niveau	section	$N^{\max}$	M^{corr}	$M^{\max}$	N^{corr}	$N^{\min}$	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
5, 6, 7, 8, 9 ^{ème}	30x30	338.6	2.800	22.046	58.31	13.23	0.237
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	543.98	8.701	22.115	330.1	157.69	0.447
RDC, 1 ^{ère}	40x40	795.81	6.131	18.697	342.99	406.28	1.595

2-Sens transversal:**Efforts internes à l'ELU (Situation durable)**

Niveau	section	$N^{\max}$	M^{corr}	$M^{\max}$	N^{corr}	$N^{\min}$	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
5, 6, 7, 8, 9 ^{ème}	30x30	683.54	1.223	25.271	104.72	7.51	0.173
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	1101.01	0.722	18.212	665.69	159.94	0.232
RDC, 1 ^{ère}	40x40	1297.34	0.07	10.187	434.46	303.54	0.17

Efforts internes sous G+Q±E

Niveau	section	$N^{\max}$	M^{corr}	$M^{\max}$	N^{corr}	$N^{\min}$	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
5, 6, 7, 8, 9 ^{ème}	30x30	520.18	1.072	37.225	69.58	8.52	0.021
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	837.22	1.330	43.086	428.6	102.62	0.890
RDC, 1 ^{ère}	40x40	985.31	0.881	48.27	107.54	317.97	0.496

Efforts internes sous 0.8G±E

Niveau	section	$N^{\max}$	M^{corr}	$M^{\max}$	N^{corr}	$N^{\min}$	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
5, 6, 7, 8, 9 ^{ème}	30x30	338.6	1.377	30.295	44.43	13.23	0.529
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35x35	543.98	1.524	38.039	251.06	157.69	0.138
RDC, 1 ^{ère}	40x40	795.8	0.182	45.487	5.520	406.28	0.005

b-Tableaux récapitulatifs de ferrailage des poteaux par niveaux :**1-Sens transversal :**

NIV	N (KN)	M (KNm)	OBS	As' (cm2)	As (cm2)	Amin (cm2)	A adopte (cm2)	choix de A
RDC 1	Nmax=1297.34	Mcor=0.07	sec	0	0	12.8	14.19	4HA16+4HA14
	Nmin=303.54	Mcor=0.17	sec	0	0			
	Ncor=107.54	Mmax=48.27	spc	0	2.26			
2 3 4	Nmax=1101.01	Mcor=0.722	sec	0	0	9.8	12.32	8HA14
	Nmin=102.62	Mcor=0.89	sec	0	0			
	Ncor=428.6	Mmax=43.086	sec	0	0			
5 6,7 8,9	Nmax=683.54	Mcor=1.223	sec	0	0	7.2	10,68	4HA14+4HA12
	Nmin=7.51	Mcor=0.173	sec	0	0			
	Ncor=69.58	Mmax=37.225	spc	0	3.15			

2-Sens longitudinal :

NIV	N (KN)	M (KNm)	OBS	As '(cm2)	As (cm2)	Amin (cm2)	A adopte (cm2)	choix de A
RDC 1	Nmax=1297.34	Mcor=6.471	sec	0	0	12.8	14.19	4HA16+4HA14
	Nmin=303.54	Mcor=0.055	sec	0	0			
	Ncor=954.77	Mmax=32.668	sec	0	0			
2 3 4	Nmax=1101.01	Mcor=9.721	sec	0	0	9.8	12.32	8HA14
	Nmin=102.62	Mcor=0.45	sec	0	0			
	Ncor=488.51	Mmax=25.904	sec	0	0			
5,6 7,8 9	Nmax=683.54	Mcor=4.909	sec	0	0	7.2	10,68	4HA14+4HA12
	Nmin=7.51	Mcor=0.311	sec	0	0			
	Ncor=79.62	Mmax=26.599	spc	0	1.24			

c-Tableaux récapitulatifs vérification à l'ELS :1-Sens transversal :

NIV	N (KN)	M (KNm)	e (m)	Obs	σ_{b1} (sup)	σ_{b2} (inf)	Obs	σ_{s1} (sup)	σ_{s2} (inf)	Obs
RDC 1	Nmax=494.85	Mcor=0.888	0,0017	sec	2.79	2.67	vérifié	41.8	40.1	Vérifié
	Nmin=5.48	Mcor=0.125	0,022	sec	0.04	0.02	vérifié	0.57	0.33	Vérifié
	Ncor=76.19	Mmax=18.264	0,239	spc	2.07	0	vérifié	27.8	-31.1	Vérifié
2 3 4	Nmax=796.97	Mcor=0.523	0,00065	sec	5.71	5.6	vérifié	85.5	84.1	Vérifié
	Nmin=116.79	Mcor=0.169	0,0014	sec	0.85	0.81	vérifié	12.7	12.2	Vérifié
	Ncor=481.83	Mmax=13.155	0,027	sec	4.78	2.06	vérifié	69.3	33.2	Vérifié
5,6 7,8 9	Nmax=938.93	Mcor=0.05	0,00005	sec	8.86	8.85	vérifié	132.9	132.7	Vérifié
	Nmin=221.66	Mcor=0.125	0,00056	sec	2.11	2.07	vérifié	31.6	31.1	Vérifié
	Ncor=316.44	Mmax=7.364	0,023	sec	2.45	0.12	vérifié	34.5	4.12	Vérifié

2-Sens longitudinal:

NIV	N (KN)	M (KNm)	e (m)	OBS	σ_{b1} (sup)	σ_{b2} (inf)	obs	σ_{s1} (sup)	σ_{s2} (inf)	OBS
RDC 1	Nmax=494.85	Mcor=3.488	0,0003	sec	2.98	2.48	vérifié	44.3	37.6	vérifié
	Nmin=5.48	Mcor=0.226	0,0043	sec	0.05	0.01	vérifié	0.67	0.24	vérifié
	Ncor=75.96	Mmax=12.595	0,0176	sec	1.46	0.00	vérifié	20.1	-12.5	vérifié
2 3 4	Nmax=796.97	Mcor=-6.957	0,0204	sec	6.37	4.93	vérifié	94.3	75.3	vérifié
	Nmin=116.79	Mcor=0.183	0,0047	sec	0.85	0.81	vérifié	12.7	12.2	vérifié
	Ncor=469.32	Mmax=9.99	0,0216	sec	4.36	2.3	vérifié	63.6	36.2	vérifié
5,6 7,8 9	Nmax=938.93	Mcor=4.626	0,0015	sec	9.59	8.12	vérifié	142.4	123.3	vérifié
	Nmin=221.66	Mcor=0.04	0,252	spc	2.1	2.08	vérifié	31.4	31.3	vérifié
	Ncor=691.92	Mmax=23.352	0,2844	spc	10.2	2.82	vérifié	146.0	49.7	vérifié

VII-3- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

1- Diamètre des aciers : $\Phi_t \geq \frac{\Phi_1^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$, soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit deux cadres de HA 8 = $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

2- Espacement des armatures

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

-En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

3- Longueurs de recouvrement

Pour les barres de 16 mm $L_r = 40\Phi_l = 40 \times 1,8 = 72 \text{ cm}$

4- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda g \geq 5$: $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b$

Si $\lambda g \leq 3$: $A_t^{\min} = 0, \% S_t \cdot b$

Si $3 < \lambda g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}, \quad l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : $l_f = 0,7 \times 4,42 = 3,09 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \lambda_g = \frac{3,09}{0,4} = 7,72 > 5$

Donc : $A_t^{\min} = 0,3\% S_{t.b} = 0,003 \times 40 \times S_t = 0,12 S_t$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,12 S_t = 0,12 \times 10 = 1,20 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0,12 S_t = 0,12 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$

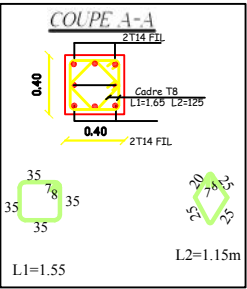
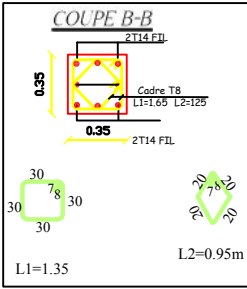
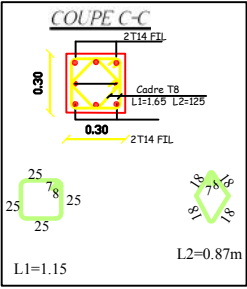
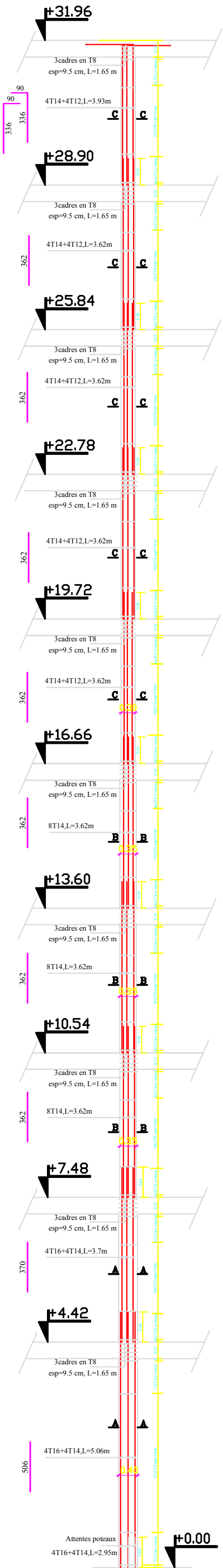
Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Section (cm ²)	A (cm ²)	A adopté (cm ²)
30X30	7,20	4HA14+4HA12=10.86
35X35	9,80	8HA14 =12,32
40X40	12,80	4HA16+4HA14=14.19



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX

Chapitre VIII

Ferraillage des poutres

Introduction :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

- À l'état limite ultime : $1,35G + 1,5Q$
- Situation accidentelles : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

VIII-1 Etapes de calcul des armatures :**A. Armatures longitudinales :**

Calcul des moments réduits ultimes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

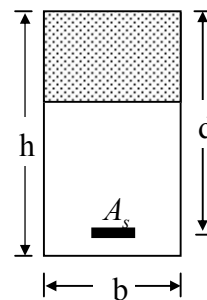
• **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

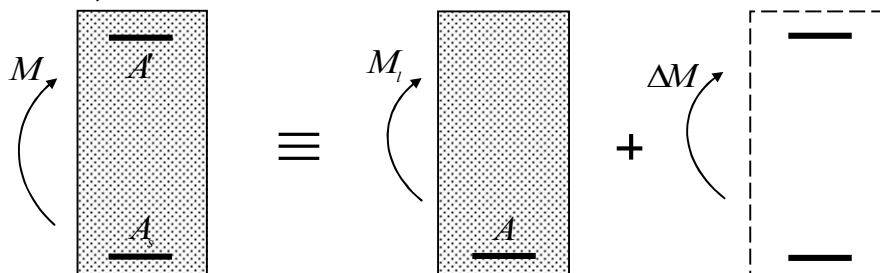
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1,15$$



• **2^{em} cas :** $\mu > \mu_l = 0,392$

La section est doublement armée (S.D.A).



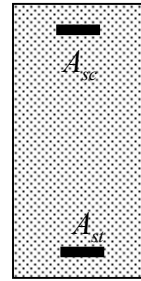
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = A_{st2}$$

B. Recommandation du RPA99-modifié2003 :

❖ Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

- Poutres secondaires : $0,005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$
- Poutres principales : $0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique IIa est de 40ϕ .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de 90° .

A.N :

➤ Poutre secondaire :

$$0,04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$0,06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

➤ Poutres principales :

$$0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courant.}$$

$$0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

❖ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

L'Article (7.5.2.2) impose, une quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\phi; 30cm\right) : \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En dehors de la zone nodale.}$$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.1 figure7.2 : zone nodale)**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres

- $L' = 2 \times 35 = 70cm$: poutre principales de (35x30)

- $L' = 2 \times 30 = 60cm$: poutre secondaire de (30x25)

$$h' = \max\left(\frac{400}{6}; 40; 40; 60cm\right) = 66.66cm$$

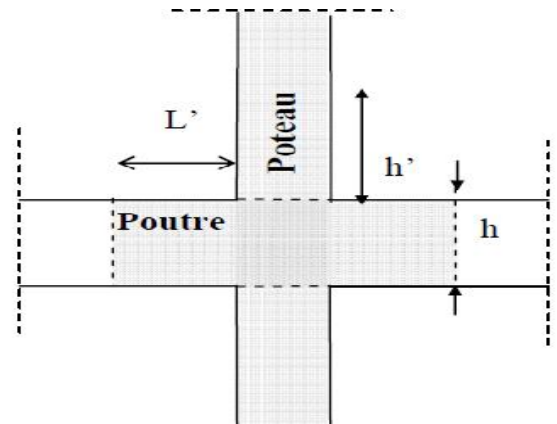


FIG : zone nodale

C .Vérification à l'ELU :❖ **Vérification de la condition de non fragilités :**

D'après CBA93, la section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour

chaque cas de poutre est donnée par la formule suivante : $A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

On doit vérifier que :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 * b_o d f_{t28}}{f_e}$$

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (**BAEL 91**).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : CBA93 (A.5.1)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \min \left(0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 3,33 MPa \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$T_u^{\max}$ = effort tranchant à L'E.L.U.

b = largeur de la poutre ou le poteau.

d = hauteur utile.

❖ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art: A.5.1.3)/BAEL 91 modifiées 99 :**

• **Influence sur le béton : (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3)**

On doit vérifiée la relation suivant :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9bd$$

Poutre principales : $T_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9bd = 0.4 \times 25 / 1.5 \times 0.9 \times 0.33 \times 0.30 = 594 \text{KN}$

$$T_u^{\max} = 87.59 \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9bd = 594 \quad \text{CV}$$

Poutre secondaire : $T_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9bd = 0.4 \times 25 / 1.5 \times 0.9 \times 0.28 \times 0.25 = 420 \text{KN}$

$$T_u^{\max} = 75.45 \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9bd = 420 \quad \text{CV}$$

• **Influence sur les aciers : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1)**

$$A_s \geq \left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9d} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

M_u : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi . f_{c28}$$

$$\psi_s = 1,50 \quad \text{Pour les aciers haute adhérence.}$$

❖ **Adhérence des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99 :**

La longueur de scellement droit des barres correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi . f_e}{4 \tau_s} = \frac{\varphi . f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}}$$

D-Vérification à l'ELS :❖ **Etat limite compression du béton : (BAEL 91/ modifiées 99 Art B.6.5, 1)**

On doit vérifier les conditions suivantes :

La décompression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = k \times \sigma_s$

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} \rightarrow k \quad \text{et} \quad \beta_1$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.4.5, 3)**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation : (ART B.6.5, 3 BAEL 91 modifiées 99)**

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

E-Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il ya lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ✓ à 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 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.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance au plus égale à 1/10 de la portée.

VIII -2 Application :**A- Ferrailage des poutres principales :**

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :M

$$h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 33 \text{ cm}$$

a- En travées :

Armature en travée (ELU)									
Niveau	Section (cm ²)	M _t (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adoptée (cm ²)
10	35×30	39.63	0.085	SSA	0.955	3.61	5.25	4HA14	6,15
9	35×30	46.197	0.099	SSA	0.947	4.25	5.25	4HA14	6,15
8	35×30	43.227	0.093	SSA	0.951	3.96	5.25	4HA14	6,15
7	35×30	40.128	0.086	SSA	0.955	3.66	5.25	4HA14	6,15
6	35×30	35.462	0.076	SSA	0.960	3.22	5.25	4HA14	6,15
5	35×30	31.111	0.067	SSA	0.965	2.81	5.25	4HA14	6,15
4	35×30	27.432	0.059	SSA	0.969	2.46	5.25	4HA14	6,15
3	35×30	20.794	0.044	SSA	0.978	1.85	5.25	4HA14	6,15
2	35×30	13.738	0.029	SSA	0.985	1.21	5.25	4HA14	6,15
1	35×30	7.847	0.016	SSA	0.992	0.69	5.25	4HA14	6,15

Tableau : Ferrailage des poutres principales en travées

b-Sur appuis :

Armature aux appuis MIN(0.8GQE ,GQE)									
Niveau	Section (cm ²)	M _a (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
10	35×30	70.058	0.151	SSA	0.917	6.65	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
9	35×30	88.768	0.191	SSA	0.893	8.65	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
8	35×30	101.532	0.218	SSA	0.876	10.09	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
7	35×30	116.376	0.25	SSA	0.854	11.86	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
6	35×30	128.761	0.277	SSA	0.834	13.44	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
5	35×30	138.593	0.298	SSA	0.818	14.75	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
4	35×30	145.035	0.312	SSA	0.807	15.65	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
3	35×30	143.086	0.308	SSA	0.810	15.38	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
2	35×30	132.821	0.286	SSA	0.827	13.98	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08
1	35×30	104.315	0.224	SSA	0.872	10.41	5.25	4HA16+4HA16 (chap)	16.08

Tableau: Ferrailage des poutres principales aux appuis**-Les vérifications****1- Les armatures longitudinales :****❖ Les exigences du RPA 99 version 2003 : (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 < (A_{\inf} + A_{\sup}) = 12.3 \text{ cm}^2 \quad \text{pour tout les étages} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante :

$$A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 12.3 \text{ cm}^2 \quad \text{pour tous les étages} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELU :**• Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 87.59 kN$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 MPa$$

$$\tau_u = \frac{87.59 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.885 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 330 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 594 kN$$

$$T_u^{\max} = 87.59 kN < 594 kN \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers :**

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left(T_u + \frac{M_U}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(87.59 \times 10^3 + \frac{-65.352 \times 10^6}{0,9 \times 33} \right) = -3.81 cm^2$$

$$A_{s_{appuis}} = 16.08 cm^2 \geq -3,81 m^2$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence des barres:**

En doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum_{ui}}$$

$$A_{s_{appuis}} = 4HA16 + 4HA16 \quad \sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \phi = 8 \times 16 \times 3,14 = 401.92 mm$$

$$\tau_{se} = \frac{87.59 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 401.92} = 0.73 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$l_s = \frac{\phi \times 400 \times 10^{-1}}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1}$$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49.38cm$

Pour les $\phi 16$: $l_s = 56,44cm$

Les règles du (BAEL 91.Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les aciers H.A.

2-Les armatures transversales :

❖ L'espacement :

L'espacement des armatures transversales est donné par

Selon BAEL 91 modifiées 99/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_t\}$$

$$S_t \leq \min (29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

$$\text{D'où : } S_t \leq 18 \text{ cm}$$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$)

Selon le RPA 99 (version 2003) (art 7.5.2.2)

$$\text{- Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(10 ; 14,4 ; 30 \text{ cm} \right) = 8.75 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } S_t = 7 \text{ cm.}$$

$$\text{- Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ Armatures transversales minimales :

$$\text{- Zone nodale : } A_t \geq 0,003 . S_t . b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Zone courante : } A_t \geq 0,003 . S_t . b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$; pour (1cadre+1étrier)

❖ Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91. Art.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \leq \min \left(16 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} \right) \leq \min (16 ; 10 ; 30)$$

$$\text{Donc : } \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Vérification à l'ELS :

• Etat limite de compression du béton :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niveau	M_{SMAX} (KN.m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
10	28.57	6,15	0.585	0.887	0.034	158.707	5.65	15	C vérifiée
9	33.33	6,15	0.585	0.887	0.034	185.149	6.295	15	C vérifiée
8	31.176	6,15	0.585	0.887	0.034	173.184	5.888	15	C vérifiée
7	28..932	6,15	0.585	0.887	0.034	160.718	5.464	15	C vérifiée
6	25.556	6,15	0.585	0.887	0.034	141.964	4.827	15	C vérifiée
5	22.416	6,15	0.585	0.887	0.034	124.522	4.234	15	C vérifiée
4	19.761	6,15	0.585	0.887	0.034	109.773	3.908	15	C vérifiée
3	14.964	6,15	0.585	0.887	0.034	83.125	2.826	15	C vérifiée
2	9.871	6,15	0.585	0.887	0.034	54.834	1.864	15	C vérifiée
1	5.622	6,15	0.585	0.887	0.034	31.23	1.062	15	C vérifiée

Tableau : Vérification à l'état limite de compression du béton en travée.

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
Niveau	M_{SMAX} (KN.m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
10	44.538	16.08	1.624	0.834	0.065	100.638	6.541	15	C vérifiée
9	47.286	16.08	1.624	0.834	0.065	106.848	6.945	15	C vérifiée
8	44.605	16.08	1.624	0.834	0.065	100.79	6.551	15	C vérifiée
7	41.6	16.08	1.624	0.834	0.065	93.999	6.109	15	C vérifiée
6	37.219	16.08	1.624	0.834	0.065	84.100	5.466	15	C vérifiée
5	32.409	16.08	1.624	0.834	0.065	73.231	4.76	15	C vérifiée
4	28.274	16.08	1.624	0.834	0.065	63.888	4.152	15	C vérifiée
3	22.432	16.08	1.624	0.834	0.065	50.687	3.294	15	C vérifiée
2	16.627	16.08	1.624	0.834	0.065	37.57	2.442	15	C vérifiée
1	11.151	16.08	1.624	0.8340	0.065	25.197	1.637	15	C vérifiée

Tableau: Vérification à l'état limite de compression du béton aux appuis

• **Etat limite de déformation : (ART B.6.5, 3 BAEL 91 modifiées 99) :**

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 0.008$$

Display → **Show Member Forces / Strass Diagram** → **Frame / Pier / spandrel Forces** →

Load la combinaison **ELS** → Cocher sur **Moment 3-3** → cocher **Scale Factor** → **Ok**

Sélectionner la plus **grande travée** dans le sens considéré avec le bouton **droit de la saurie** →

Show Max → on sélectionne dans **Unit : KN-cm** → cocher sur **Relative To Story Minimum** Et

puis on tire la valeur de la flèche **Deflection** $f = 0.003 \leq \bar{f}$ **CV**

B- Ferrailage des poutres secondaires :

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$$h = 30 \text{ cm} ; \quad b = 25 \text{ cm} ; \quad d = 28 \text{ cm}$$

a-En travée

Armature en travée									
Niveau	Section (cm ²)	M _t (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
10	30x25	26.164	0.094	SSA	0.951	2.823	3.75	4HA12	4.52
9	30x25	24.405	0.087	SSA	0,955	2.622	3.75	4HA12	4.52
8	30x25	24.749	0.088	SSA	0,954	2.662	3.75	4HA12	4.52
7	30x25	24.559	0.088	SSA	0,954	2.642	3.75	4HA12	4.52
6	30x25	24.506	0.088	SSA	0,954	2.636	3.75	4HA12	4.52
5	30x25	23.873	0.085	SSA	0,956	2.562	3.75	4HA12	4.52
4	30x25	23.544	0.084	SSA	0,956	2.527	3.75	4HA12	4.52
3	30x25	23.233	0.083	SSA	0,957	2.491	3.75	4HA12	4.52
2	30x25	27.992	0.100	SSA	0,947	3.033	3.75	4HA12	4.52
1	30x25	27.857	0.100	SSA	0,947	3.018	3.75	4HA12	4.52

Tableau: Ferrailage des poutres secondaires en travées

b-Sur appuis :

Armatures aux appuis: combinaison G+Q+E _x									
Niveau	Section (cm ²)	M _a (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
10	30x25	56.762	0.204	SSA	0.885	6.582	3.75	3HA12+3HA14(chap)	8,01
9	30x25	61.502	0.221	SSA	0.874	7.222	3.75	3HA12+ 3HA14(chap)	8,01
8	30x25	62.36	0.224	SSA	0.872	7.339	3.75	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
7	30x25	63.516	0.228	SSA	0.869	7.501	3.75	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
6	30x25	63.141	0.227	SSA	0.870	7.448	3.75	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
5	30x25	61.006	0.219	SSA	0.875	7.155	3.75	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
4	30x25	56.998	0.205	SSA	0.884	6.617	3.75	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
3	30x25	50.681	0.182	SSA	0.899	5.786	3.75	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
2	30x25	42.209	0.152	SSA	0.917	4.723	3.75	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
1	30x25	37.459	0.134	SSA	0.928	4.142	3.75	3HA12+3HA14 (chap)	8,01

Tableau : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis**1-Les armatures longitudinales :****❖ Les exigences du RPA 99 version 2003 : (art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2 < (A_{\inf} + A_{\sup}) = 9.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante :

$$A_{\max} = 30 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 9.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

6% en zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 45 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 9.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELU :**• Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 75.45 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{75.45 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.078 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton :**

On a doit vérifié la relation suivante :

$$0.4 \cdot 0.9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0.4 \times 0.9 \times 280 \times 250 \times \frac{25}{1.5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 420 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 75.45 \text{ kN} < 420 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur les aciers :**

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(75.45 \times 10^3 - \frac{53.532 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) \times 10^{-2} = -3.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{appuis}} = 8.01 \text{ cm}^2 > -3.94 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence des barres :**

$$A_{s_{appuis}} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 \quad \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times (12 + 14) \times 3.14 = 244.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{75.45 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 244.92} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres :**

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm}$$

Les règles du (BAEL 91.Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « $0.4l_s$ » pour les aciers H.A.

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 16.93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 19.75 \text{ cm}$$

2-les armatures transversales :**❖ L'espacement :**

L'espacement des armatures transversales est donné par :

Selon BAEL 91 modifiées 99/ Art A.5.1.22) :

$$St \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_t\}$$

$$S_t \leq \min (25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

D'où : $S_t \leq 18 \text{ cm}$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$)

Selon le RPA 99 (version 2003) (art 7.5.2.2)

-Zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(7.5 ; 14,4 ; 30 \text{ cm} \right) = 7.5 \text{ cm}.$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}.$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}.$

❖ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \leq \min \left(12 ; \frac{300}{35} ; \frac{250}{10} \right) \leq \min (12 ; 8.57 ; 25)$$

Donc : $\phi_t \leq 10 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:

Zone nodale :

$$A_t \geq 0,003.St.b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_t \geq 0,003.St.b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Niveau	M_{SMAX} (kN,m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
10	19.067	4.52	0.646	0.883	0.036	170.618	6.142	15	C vérifiée
9	17.633	4.52	0.646	0.883	0.036	157.786	5.68	15	C vérifiée
8	17.887	4.52	0.646	0.883	0.036	160.059	5.762	15	C vérifiée
7	17.748	4.52	0.646	0.883	0.036	158.815	5.717	15	C vérifiée
6	17.71	4.52	0.646	0.883	0.036	158.475	5.705	15	C vérifiée
5	17.251	4.52	0.646	0.883	0.036	154.368	5.557	15	C vérifiée
4	17.012	4.52	0.646	0.883	0.036	152.229	5.480	15	C vérifiée
3	16.79	4.52	0.646	0.883	0.036	150.243	5.408	15	C vérifiée
2	20.007	4.52	0.646	0.883	0.036	179.029	6.445	15	C vérifiée
1	19.909	4.52	0.646	0.883	0.036	178.152	6.413	15	C vérifiée

**Tableau: Vérification à l'état limite de compression du béton en travée.
(Poutres secondaires).**

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Niveau	M_{SMAX} (kN,m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
10	37.231	8.01	1.144	0,854	0,052	194.382	10.107	15	C vérifiée
9	38.652	8.01	1.144	0,854	0,052	201.801	10.493	15	C vérifiée
8	37.778	8.01	1.144	0,854	0,052	197.238	10.256	15	C vérifiée
7	36.833	8.01	1.144	0,854	0,052	192.304	9.999	15	C vérifiée
6	35.441	8.01	1.144	0,854	0,052	185.036	9.622	15	C vérifiée
5	32.753	8.01	1.144	0,854	0,052	171.002	8.892	15	C vérifiée
4	31.591	8.01	1.144	0,854	0,052	164.935	8.576	15	C vérifiée
3	29.931	8.01	1.144	0,854	0,052	156.269	8.126	15	C vérifiée
2	31.915	8.01	1.144	0,854	0,052	166.627	8.664	15	C vérifiée
1	30.258	8.01	1.144	0,854	0,052	157.976	8.215	15	C vérifiée

**Tableau: Vérification à l'état limite de compression du béton aux appuis.
(Poutres secondaires).**

Etat limite de déformation :

On doit vérifiée que : $f \leq \bar{f}$

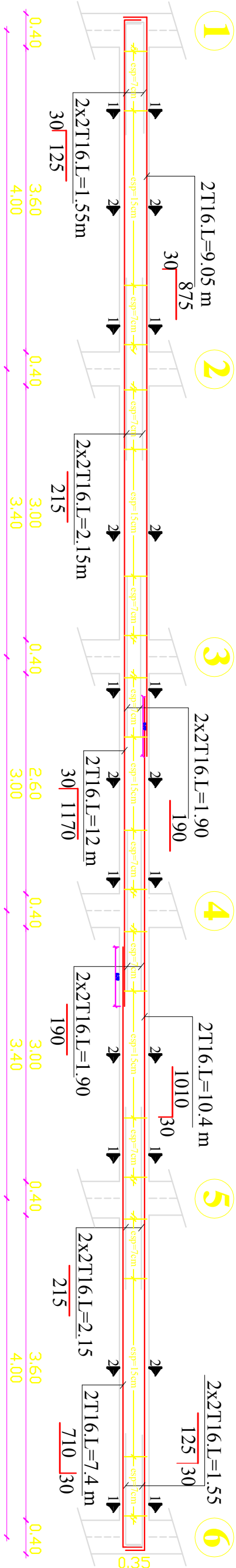
$$f = \frac{l}{500} = 0.8$$

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ETABS est de $f=0,04cm$

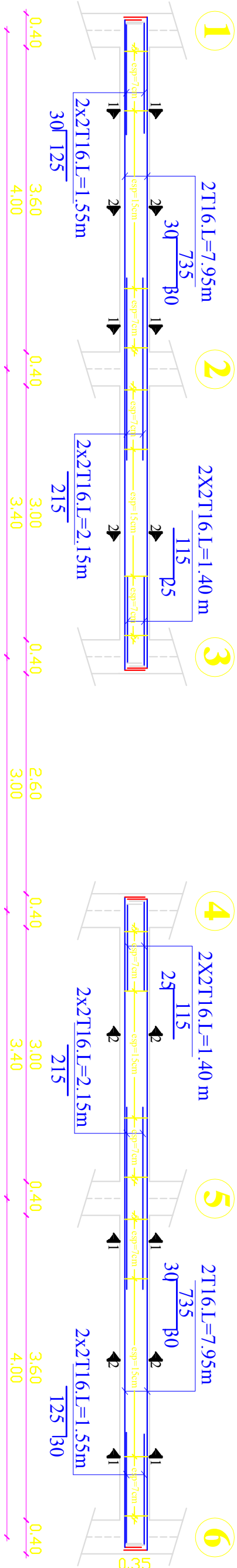
$$f= 0,04 \leq \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

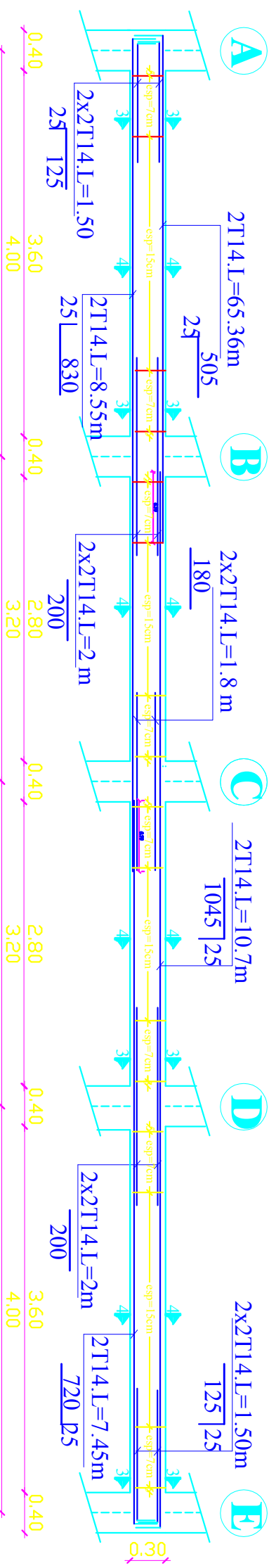
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30X35) AXES A,B,C,D- NIV; +4.42. +7.48m.



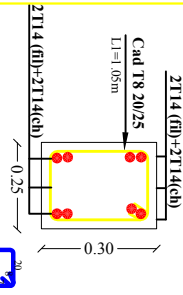
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30X35) AXES E - NIV; +4.42, +7.48m.



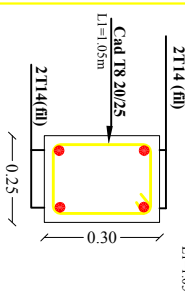
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25X30) AXES 1,2,3,4,5,6 - NIV; +4.42, +7.48m.



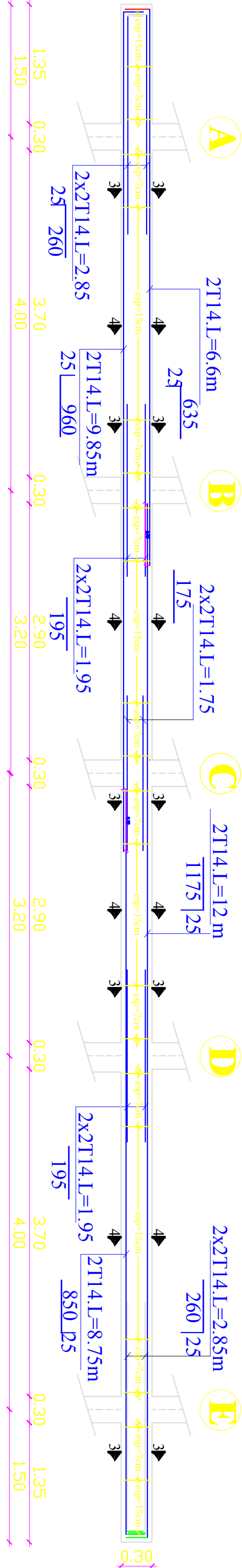
COUPE 3-3



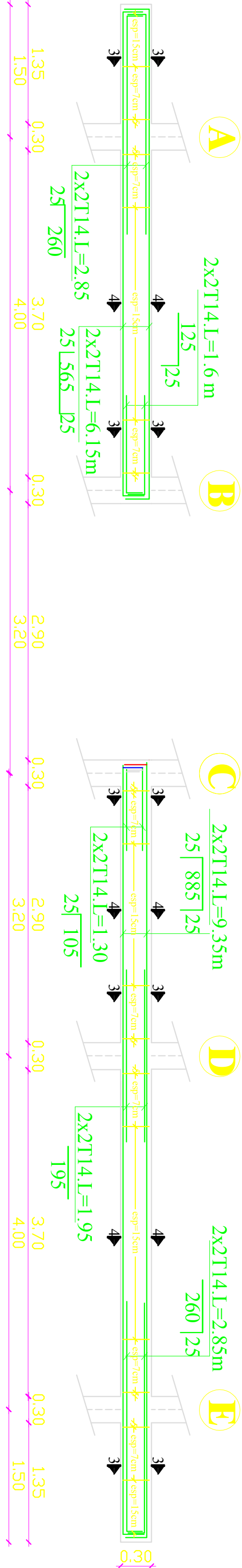
COUPE 4-4



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25X30) AXES 2,3,4,5- NIV;+19.72,+22.78,+25.84,+28.90.+31.96m.



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25X30) AXES 1,6- NIV; +19.72, +22.78, +28.90, +31.96m.



Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Introduction:

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

IX-1-Type de fondation:

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure.

Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles filantes et les radiers).

Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX-2-Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Pour notre projet on n'a pas les résultats de cette étude et pour cette raison on a supposé que la contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.

IX -3- Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX 4- Combinaisons d'actions à considérée :

Les fondations seront calculées sous les combinaisons d'actions suivantes :

Dimensionnement :

$$\begin{array}{l} \text{RPA99} \\ \text{ELS :} \end{array} \quad \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G+Q \\ G+Q \end{cases}$$

Ferraillage : ELU : $1,35G + 1,5Q$

IX -5- Dimensionnement des fondations :**1- Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base d'un poteau le plus sollicitée du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple : $N_{ser} = 1121.91 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$N_{ser} = 1121.91 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 2.36 \text{ m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, alors il nous optons pour des semelles filantes.

2-Semelles filantes :**a- Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N_s , données par la condition la plus défavorable.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$)

N_s : effort normal à l'ELS

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile $\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

1-Sens longitudinal :

Voiles	$N_s = G+Q(KN)$	L (m)	B (m)	$S=B.L (m^2)$
VL1/ VL'1	413.45	1.75	1.181	2.06x2
VL2/ VL'2	1042.68	3.75	1.39	5.21x2
VL3/ VL'3	364.19	1.75	1.04	1.81x2
				$S_{T1}=18.16$

Tableau : Surface de semelles filantes sous voiles du (sens longitudinal)

2-Sens transversal :

Voiles	$N_s = G+Q(KN)$	L (m)	B (m)	$S=B.L (m^2)$
VT1/ VT'1	412.88	1.75	1.179	2.06x2
VT2/ VT'2	348.69	1.75	0.996	1.743x2
VT3/ VT'3	1488.3	4.7	1.583	7.44x2
VT4/ VT'4	1522.63	3.9	1.952	7.612x2
				$S_{T2}=37.71$

Tableau : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_{T1} + S_{T2} = 18.16 + 37.71 = 55.87 \text{ m}^2$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante R

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{1}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_i = G_i + Q_i$ (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
1	409.33	0.426	-8.9	-3643.037
2	1121.91	-1.519	-4.9	-5497.359
3	727.17	0.542	-1.5	-1090.755
4	727.17	-0.542	1.5	1090.755
5	1121.91	-1.516	4.9	5497.359
6	409.33	-0.426	8.9	3643.037
Somme	4516.82	3.038		0

Tableau: Résultats des efforts revenant aux poteaux (ELS)

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_i = 4516.82 \text{ KN}$$

2- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} = \frac{0 + 3.038}{4516.82} = 0.00067 \text{ m}$$

$$e = 0.00067 \text{ m}$$

3-Distribution de la réaction par mètre linéaire des semelles :

$$|e| = 0.00067 < \frac{L}{6} = \frac{17.8}{6} = 2.966 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapezoidale}$$

$$q_{\min} = \frac{\sum N_i}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{4516.82}{17.8} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.00067}{17.8}\right) = 253.696 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{\sum N_i}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{4516.82}{17.8} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.00067)}{17.8}\right) = 253.811 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{\sum N_i}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{4516.82}{17.8} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.00067}{17.8}\right) = 253.78 \text{ KN/ml}$$

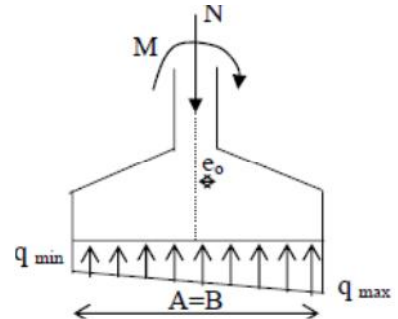


Figure : Répartition des charges

4- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{253.78}{200} = 1.26 \text{ m}$$

On choisi la valeur de « B » de manière à satisfaire la condition suivante :

$$B \geq b + 2.dbr$$

b: est la largeur du poteau.

La valeur du débord doit être : $dbr \geq 20\text{cm}$

$$\text{Donc : } B \geq \max\{0.126, 0.40 + 2 \times 0.40\}$$

$$B \geq \max\{1.26, 1.20\} = 1.26\text{m}$$

$$\text{On prend : } B = 1.26\text{m}$$

$$\text{- La surface d'une semelle filante sous poteaux : } A_{\text{Spoteaux}} = 1.26 \times 186 = 234.3\text{m}^2$$

$$\text{- La surface totale des semelles filantes sous poteaux : } A_{\text{TSpoteaux}} = 23.43 \times 8 = 187.48\text{m}^2$$

$$\text{- La surface totale des semelles filantes sous } A_{\text{TSvoiles}} = 55.87\text{m}^2$$

$$\text{- La surface totale des semelles filantes : } A_{\text{TS}} = A_{\text{TSpoteaux}} + A_{\text{TSvoiles}} = 187.48 + 55.87 = 243.35\text{m}^2$$

$$\text{- La surface totale du bâtiment : } A_{\text{TBâtiment}} = 18.20 \times 14.8 = 269.36\text{m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{A_{\text{Tsemelles}}}{A_{\text{Tbâtiment}}} = \frac{243.35}{269.36} = 0.90$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

3-Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sou plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

a-Pré dimensionnement du radier :**-Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: distance entre deux voiles successifs

$L_{\max} = 4 \text{ m} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$

On prend : **$h = 70 \text{ cm}$**

- Sous poteaux :

La dalle: La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

La nervure : La nervure du radier doit

Avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$

Condition de longueur d'élasticité : $Le = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$

I : Inertie de la section du radier (b = 1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4}{3.14}\right)^4 \times \frac{40}{10818.86}} = 0.53m$$

Remarque

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

-h = 70 cm hauteur de la nervure

-h = 30 cm hauteur de la dalle

-b = 40 cm Largeur de la nervure

b-Combinaison d'action :

- Détermination des efforts :

ELU: $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(23889.2) + 1.5(4796.82) = 39445.65 \text{ KN}$

ELS: $N_s = G + Q = 23889.2 + 4796.82 = 28686.02 \text{ KN}$

-Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{39445.65}{1.33 \times 200} = 148.29 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{28686.02}{200} = 143.43 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 269.36 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1, S_2) = 148.29 \text{ m}^2$$

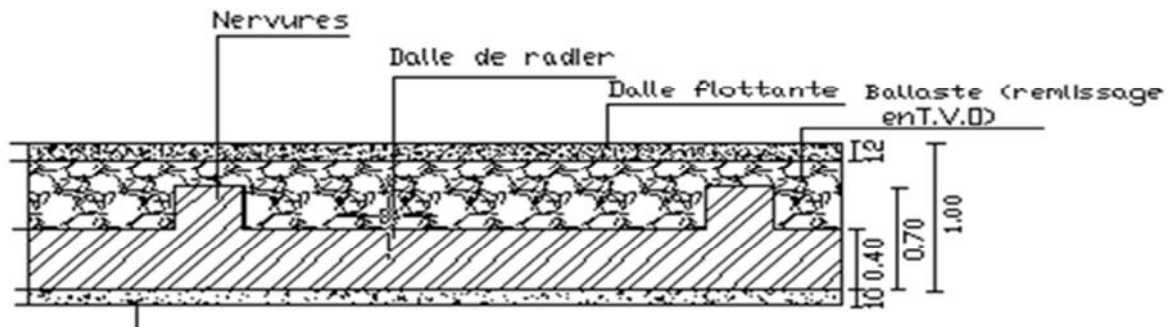
Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d , avec $L_d \geq \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm}\right)$

Nous prenons : $L_d = 60 \text{ cm}$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 269.36 + (18.2 + 14.8) \times 2 \times 0.6 = 308.96 \text{ m}^2$$

Le poids propre du radier est calculé comme suit :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.



Poids de la dalle : $25 \times 308.96 \times 0.3 = 2317.2 \text{ KN}$.

Poids de remblais : $16 \times 0.40 \times (308.96 - 0.40 \times 14.8 \times 6) = 1746.94 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0.12 \times (308.96 - 0.40 \times 14.8 \times 6) = 818.88 \text{ KN}$.

Poids des nervures : $25 \times 0.40 \times 0.7 \times 14.8 \times 6 = 630 \text{ KN}$.

Poids de débord : $25 \times 0.3 \times 39.6 = 297 \text{ KN}$.

$$G_{\text{rad}} = 2317.2 + 1746.94 + 818.88 + 630 + 297 = 5810.02 \text{ KN}.$$

$$\text{ELU: } N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{\text{rad}} = 39445.65 + 1.35 \times 5810.02 = 47289.177 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_{s \text{ total}} = N_s + G_{\text{rad}} = 28686.02 + 5810.02 = 34496.04 \text{ KN}$$

IX -6-Vérifications :

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 h = 0.9 \times 70 = 63 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{47289.177 \times 1}{308.96} \cdot \frac{4}{2} = 306.118 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{306.118}{1 \times 0.63} = 0.486 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales
- Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

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** : $\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2$

ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot V}{I}$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 6010,99 \text{m}^4$$

-Moment d'inertie du radier :

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = 8916,7 \text{m}^4$$

-Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,5 \text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,8 \text{m}$$

- Calcul les moments :

$$M_{X-X} = 24249,21 + (1115,45 \times 1) = 25364,66 \text{KNm}$$

$$M_{Y-Y} = 10728,919 + (1205,5 \times 1) = 11934,42 \text{KNm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	180.08	126.03	166.56	138.67	84.62	125.15	OK
Y-Y	168.54	137.57	160.79	127.14	96.16	119.39	OK

Tab: Vérification de la stabilité du radier

▪ **Vérification au poinçonnement :**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l' E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

Pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 1) \cdot 2 = 5,6m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6533,33 \text{ KN}$$

$$N_u = 1297,34 \text{ KN} \leq \bar{N}_u = 6533,33 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Pour les voiles

On considère une bonde de 01 ml du voile

$N_u = 1731,36 \text{ KN}$, $e = 20 \text{ cm}$, $b = 1 \text{ m}$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 5,20m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,20 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 4246,66 \text{ KN}$$

$$N_u = 1652,51 \text{ KN} \leq \bar{N}_u = 4246,66 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

IX -7-Ferraillage du radier

Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis ;

On distingue deux cas:

1^{er} Cas : Si $(\alpha < 0,4)$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $(\alpha \leq 0,4 \leq 1)$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{3.4} = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les charges prises dans le calcul :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Les charges prises en compte dans le calcul sont :

- A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m^{\max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1,35 = 166.57 - \frac{5810.02}{308.96} \times 1,35 = 141.18 \text{ KN/m}^2$
- A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m^{\max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 125.15 - \frac{5810.02}{308.96} = 106.34 \text{ KN/m}^2$

1-Étude de la dalle

Calcul à l'ELU

Evaluation des moments M_x, M_y On obtient :

$$M_x = 0.0419 \times 141.18 \times (3.2)^2 = 60.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.864 \times 60.57 = 52.33 \text{ KN.m}$$

Remarque ; Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

a-Ferraillage dans le sens x-x

$$h=30 \text{ cm ; } b=100 \text{ cm } d=28 \text{ cm}$$

- Aux appuis :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 60.57 = -30.28 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30.28 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0.0272 \quad \mu_u = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.0272 \rightarrow \beta = 0.987 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{30.28 \times 10^3}{0.987 \times 28 \times 348} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12cm²/ml

-En travée :

$$M_t = 0,75 \times 60.57 = 45.42 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{45.42 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0.040 < \mu_e = 0,392$$

La section est simplement armée. $\mu_u = 0.040 \rightarrow \beta = 0.980$ (Tableau)

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{45.42 \times 10^3}{0.980 \times 28 \times 348} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 cm²/ml

b- Ferrailage dans le sens yy :**-Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 52.33 = 26.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.16 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0.023 < \mu_e = 0,392$$

La section est simplement armée. $\mu_u = 0.023 \rightarrow \beta = 0.989$ (Tableau)

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.16 \times 10^3}{0.989 \times 28 \times 348} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12cm²/ml.

-En travée :

$$M_t = 0,75 \times 52.33 = 39.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39.24 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0.035 < \mu_e = 0,392$$

La section est simplement armée. $\mu_u = 0.035 \rightarrow \beta = 0.983$ (Tableau)

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39.24 \times 10^3}{0.983 \times 28 \times 348} = 4.09 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14cm²/ml

Calcul de LELS :

$$q_s = 106.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.94 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x , M_y .

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0419 \times 106.34 \times (3.2)^2 = 45.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.864 \times 45.62 = 39.42 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a ; M_t dans les sens.

- dans le Sens x-x :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 45.62 = -22.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 45.62 = 34.21 \text{ KN.m}$$

-dans le Sens y-y :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 39.42 = -19.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 39.42 = 29.56 \text{ KN.m}$$

c-Vérification :

▪ **Vérification du non fragilité du béton :**

-Dans le sens x-x :

$$A_{min} \geq b \times h \times \frac{\delta_0}{2} \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right]$$

Avec : $\delta_0 = 0,0008$ pour FeE400

$$A_{min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0,0008}{2} \left[3 - \frac{3,2}{3,4} \right] = 2.47 \text{ cm}^2$$

-Dans le sens y-y :

$$A_{min} = \delta_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 100 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens.

▪ **Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :**

Direction la plus sollicitée (sens xx) : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée (sens yy) : $St = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

▪ **Etat limite de fissuration :**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

▪ **des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ MPa} , \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul :**-Sens x-x :**

Donnés : $M_s=45.62 \text{ KN.m}$, $d=28 \text{ cm}$
 $A_s=6,78 \text{ cm}^2$, $A_{\min}=3,84 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{B_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 10,78}{100 \times 36} = 0,299 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} B_1 = 0,914 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{56,84 \times 10^3}{0,914 \times 36 \times 10,78} = 160,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 0,023 \times 160,25 = 3,69 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		A_s (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_{\text{KN.m}}$	ρ_1	B_1	K	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ MPa	$\sigma_{b\text{Map}}$	$\overline{\sigma_b}$ (MP)	Obser
xx	Appuis	6,17	3,84	10,78	56,89	0,299	0,914	0,023	160,25	201,63	3,69	15	Vérifiée
	travée	9,36	3,84	14,07	85,34	0,390	0,904	0,027	186,37	201,63	5,03	15	Vérifiée
yy	Appuis	1,86	3,20	6,78	17,35	0,188	0,930	0,018	76,43	201,63	1,38	15	Vérifiée
	travée	2,79	3,20	6,78	26,03	0,188	0,930	0,018	114,67	201,63	2,06	15	Vérifiée

2) Etude de la nervure :

- Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »,

a-Sens longitudinal (x-x) :

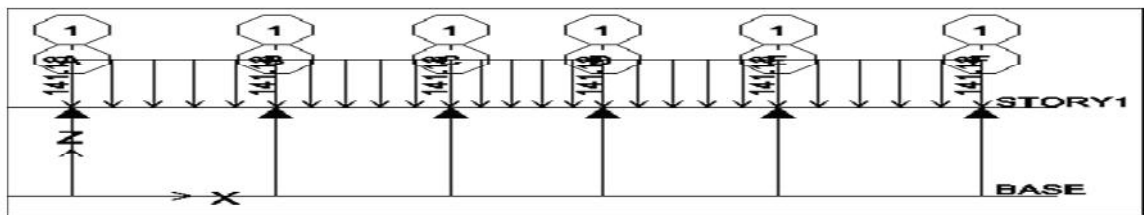


Fig1-Le chargement à ELU

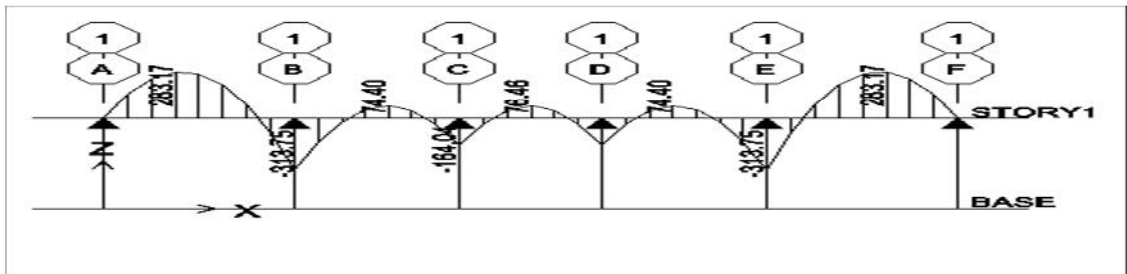


Fig2-Diagramme des moments fléchissant (ELU)

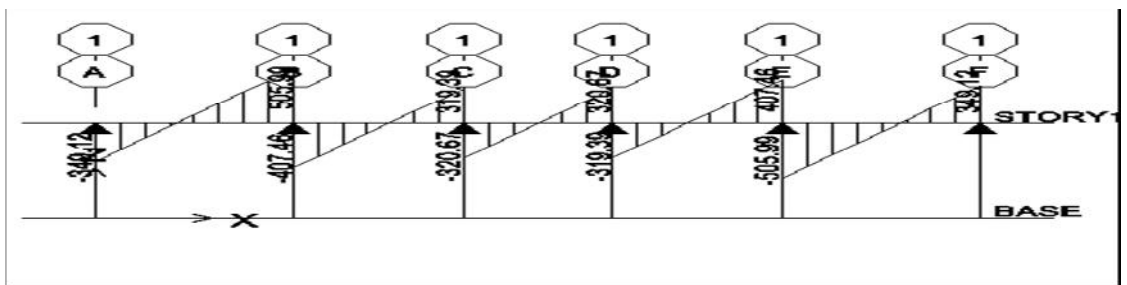


Fig3-Diagramme des efforts tranchants (ELU)

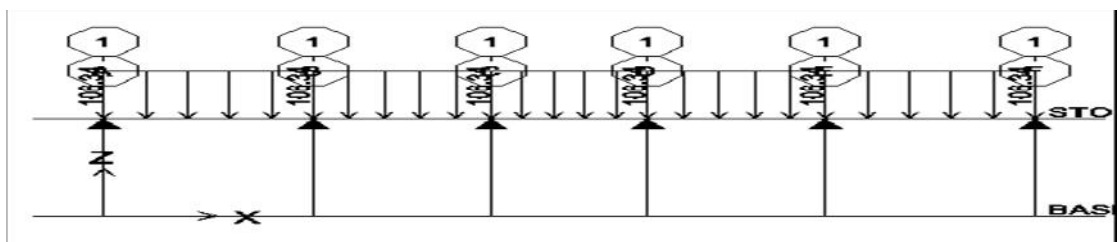


Fig4- Le chargement à ELS

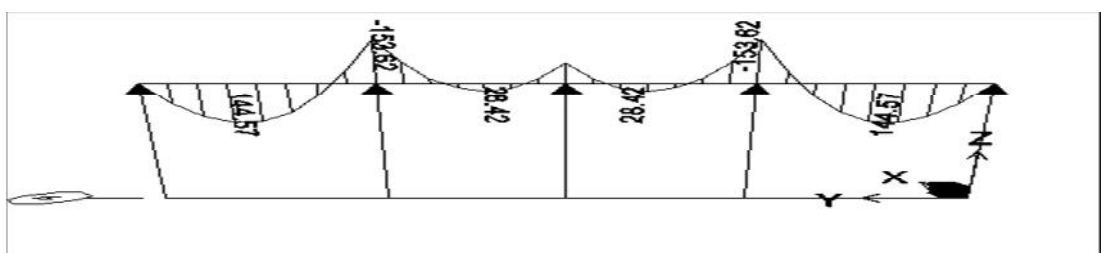


Fig5- Diagramme des moments fléchissant (ELS)

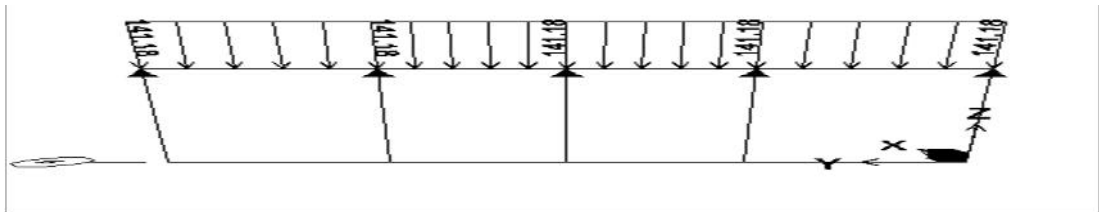
b- Sens transversal (v-v):

Fig1- Le chargement à ELU

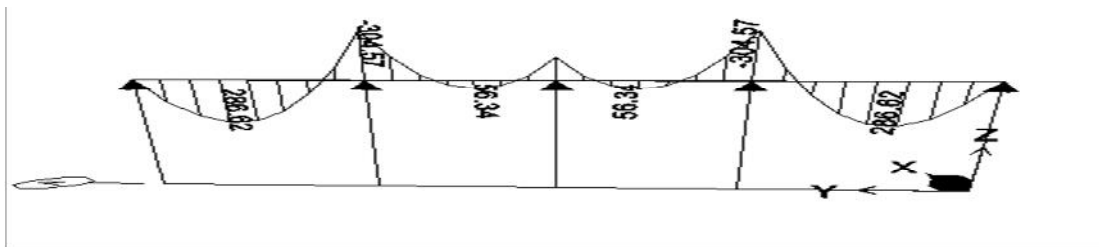


Fig2-Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

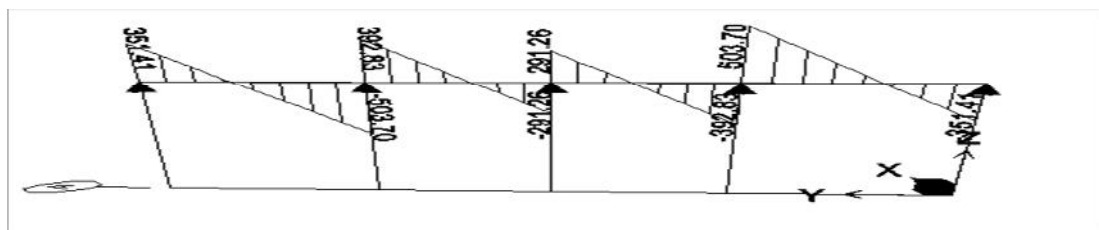


Fig3-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

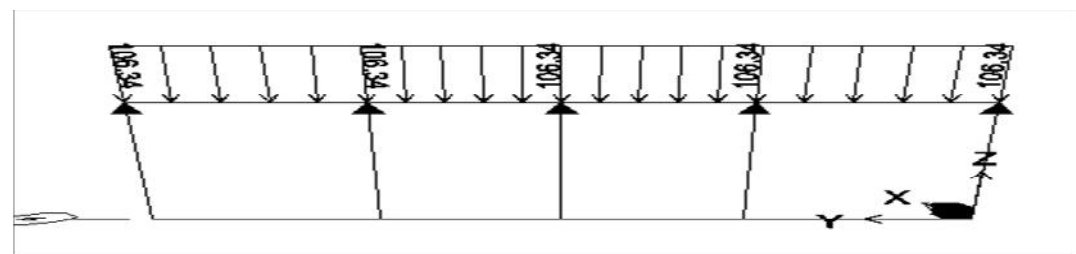


Fig4- Le chargement à ELS

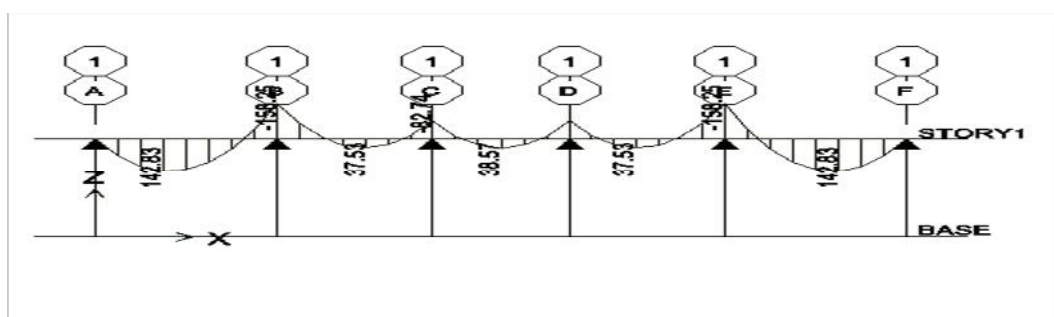


Fig5-Diagramme des moments fléchissant (ELS)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max} = 283.17 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 286.62 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 313.75 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 304.57 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 144.57 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 142.83 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 153.62 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 158.25 \text{ KN.m}$
$T_{u \max} = 505.99 \text{ KN.m}$	$T_{u \max} = 503.70 \text{ KN.m}$

c-Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=40 \text{ cm} \quad d=68 \text{ cm} \quad f_{bc}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=34,8 \text{ MPa}$$

		M KN.m	μ	β	A _{cal} (Cm ²)	choix	A _{adop} (Cm ²)
Sens longitudinal	Appui	304.57	0.116	0.938	13.72	8HA16	16.08
	Travée	286.62	0.109	0.942	12.85	9HA14	13.85
Sens transversal	Appui	313.75	0.119	0.936	14.16	8HA16	16.08
	Travée	283.17	0.107	0.943	12.6	9HA14	13.85

d- Vérification : - à l'ELU

-Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 3,94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Armatures transversales :

▪ Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

▪ Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 17.5 ; 24 \}$$

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

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 35 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 30 \text{ cm.}$

▪ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.6 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 6 \text{ HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 505.99 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{505.99 \times 10^3}{400 \times 680} = 1.86 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

-à l'ELS :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{313.75}{158.25} = 1.98$$

$$\alpha = 0.029 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.74 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{286.62}{144.57} = 1.98$$

$$\alpha = 0.029 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.74 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

902 barres de $\Phi 14$ avec des épingles $\Phi 8$.

3) Étude de débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure XI.3. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

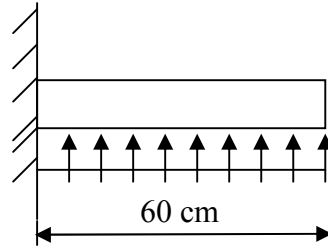


Figure: Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

A l'ELU :

$$P_u = 141.18 \text{ kn/m} \quad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-141.18 \times 0.6^2}{2} = -25.41 \text{ knm}$$

A l'ELS :

$$P_s = 106.34 \text{ kn/ml} \quad M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-106.34 \times 0.6^2}{2} = -19.14 \text{ kn.m}$$

2. Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 28 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.541 \times 10^4}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.0228 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.0228 \rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.541 \times 10^4}{0.989 \times 28 \times 348} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 28 \times 2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.38 \text{ cm}^2 > A_u = 2.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA12} = 4.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \quad S_t = 25 \text{ cm}.$$

4. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.51}{4} = 1.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA } 12. \quad A_r = 4.51 \text{ cm}^2.$$

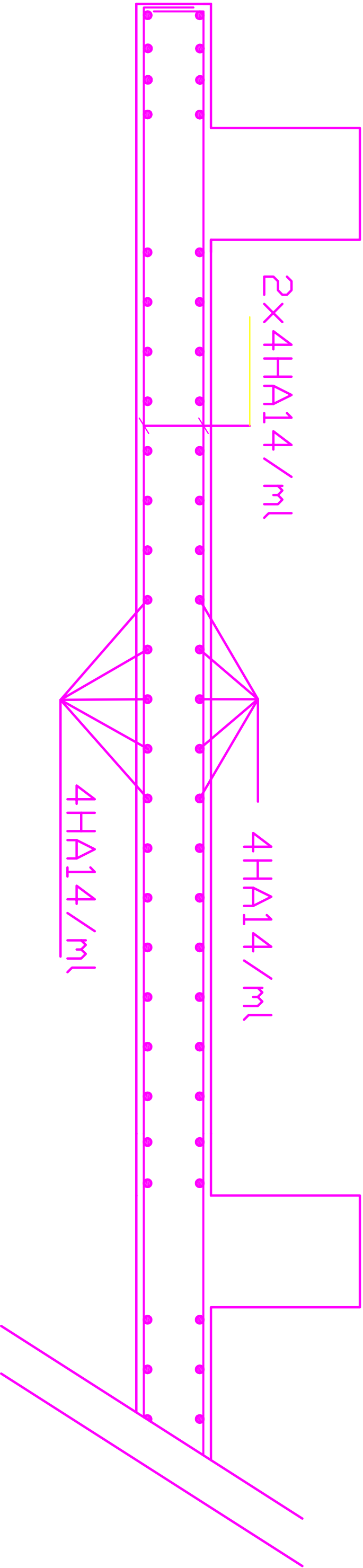
$$S_t = 20 \text{ cm}.$$

5. Vérification à l'ELS

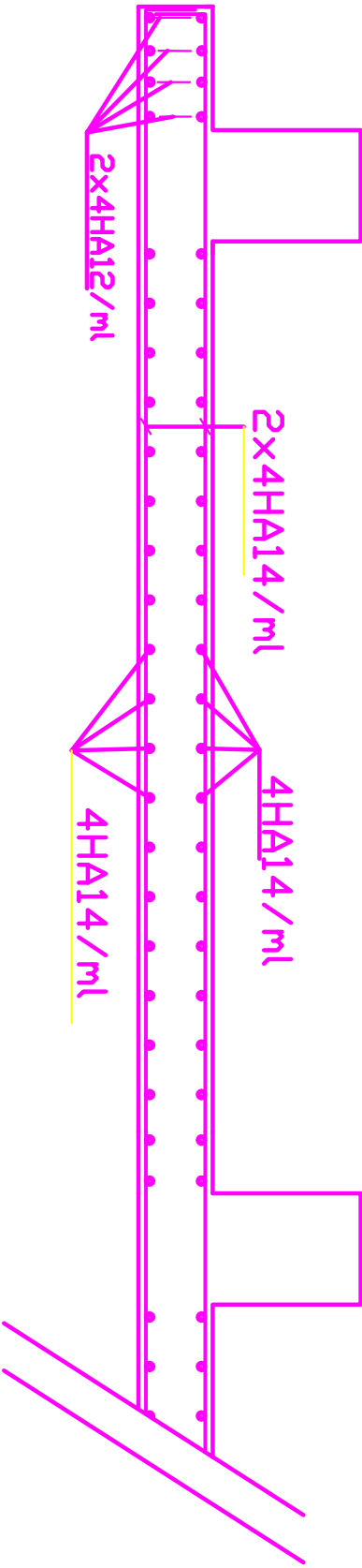
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.541}{1.941} = 1.31$$

$$\alpha = 0.019 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.28$$

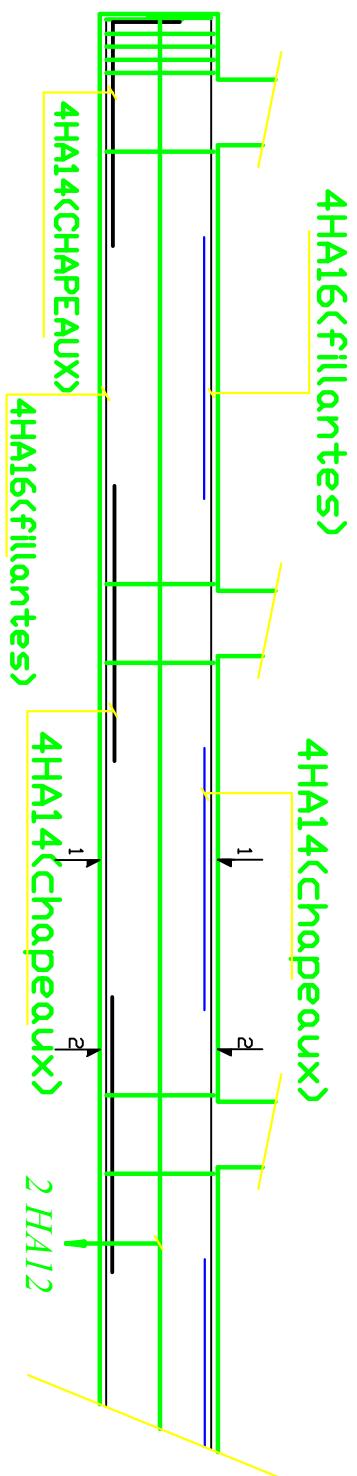
$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS



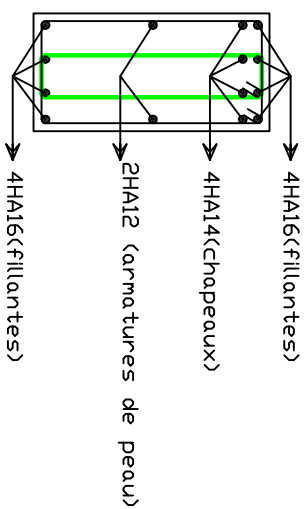
ferrailage de la dalle



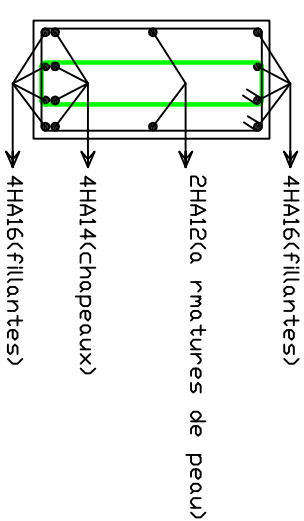
UNIVERSITE MUHAMMAD MAMMERI TIZI DOZOU		
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Dessiné par :	ECHELLE	ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9
Verifié par :	DATE :	ferrailage de la dalle
NOTE :		sens y-y
		/20



coupe 1-1



coupe 2-2



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI DUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Dessiné
par :

Verifié par :

NOTE :

Echelle :

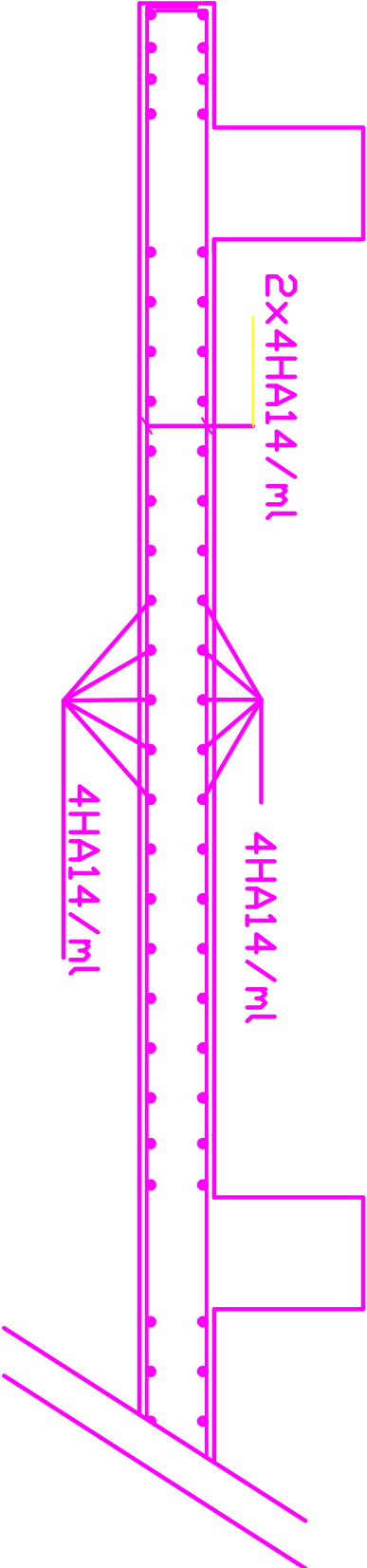
DATE :

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9

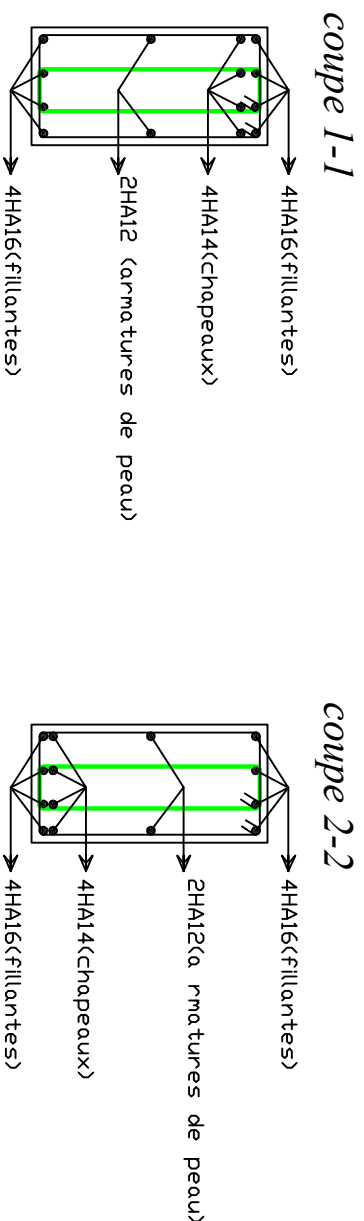
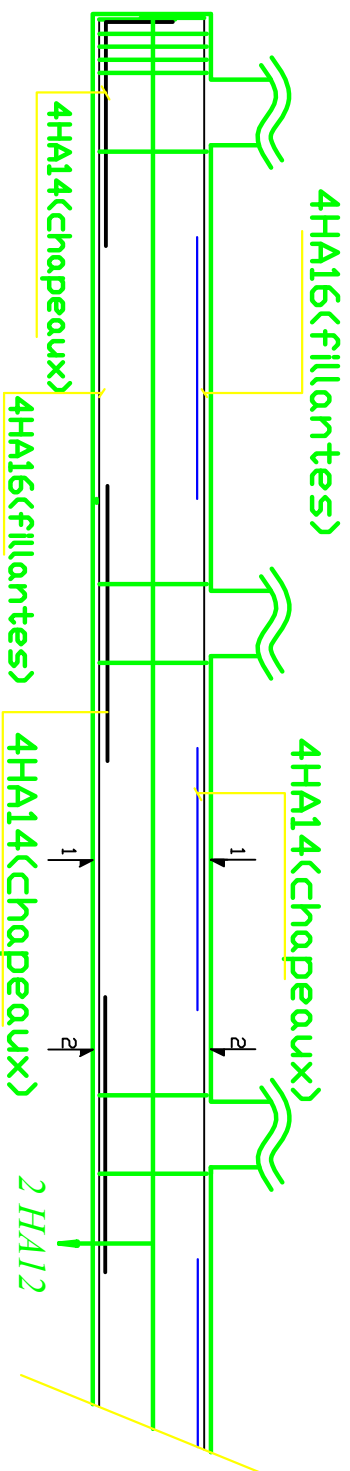
ferraillage de la nervure

sens x-x

/20



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU			
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
Dessiné par :		ECHELLE	ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9
Vérifié par :		DATE :	<i>ferrailage de la dalle</i>
NOTE :		<i>sens x-x</i>	
/20			



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI DUZOU
FACULTE DU GENIE DE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Dessiné
par :

ECHELLE

ETUDE D'UN BATIMENT EN R+9

Verifié par :

DATE :

ferraillage de la nervure

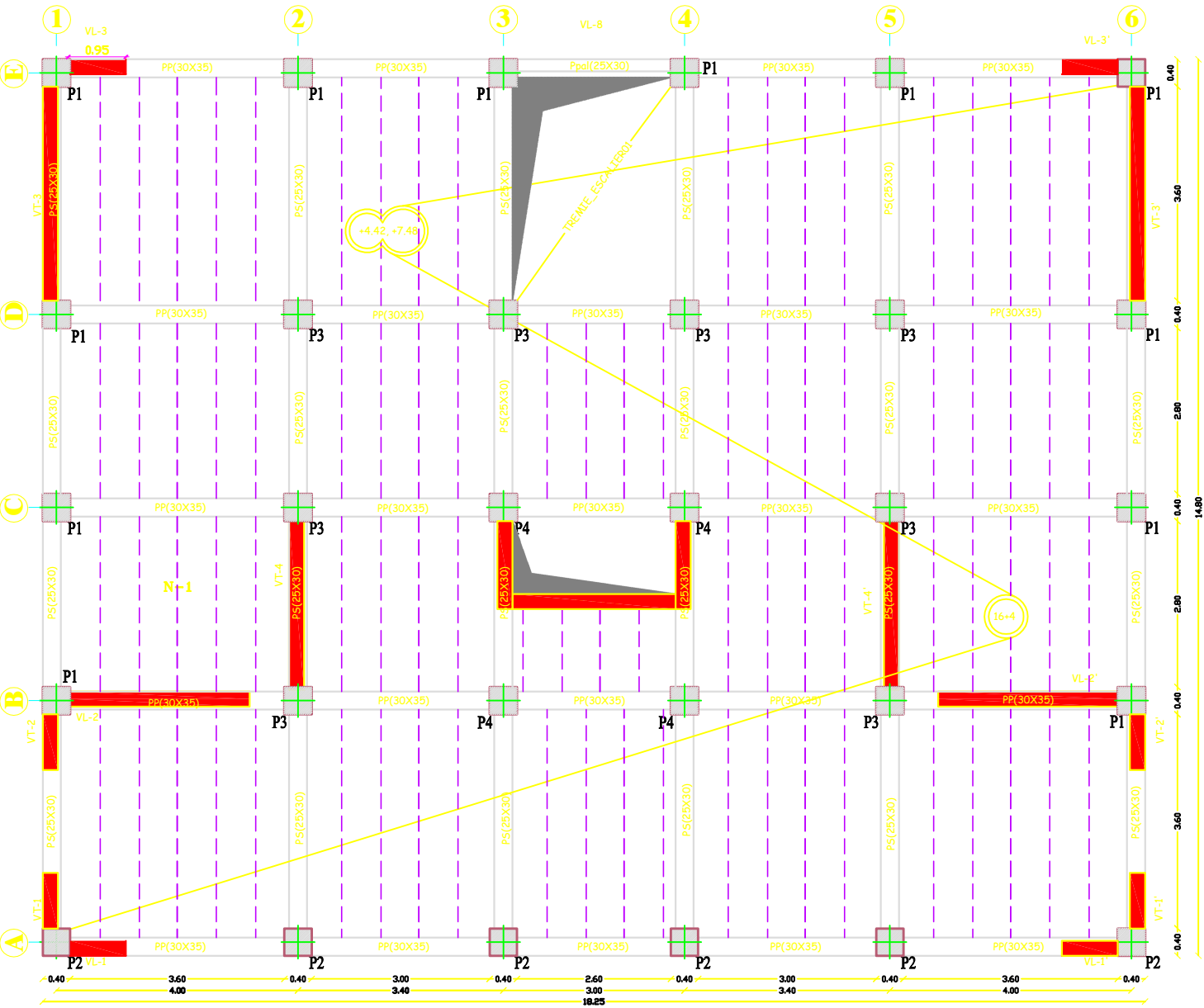
NOTE :

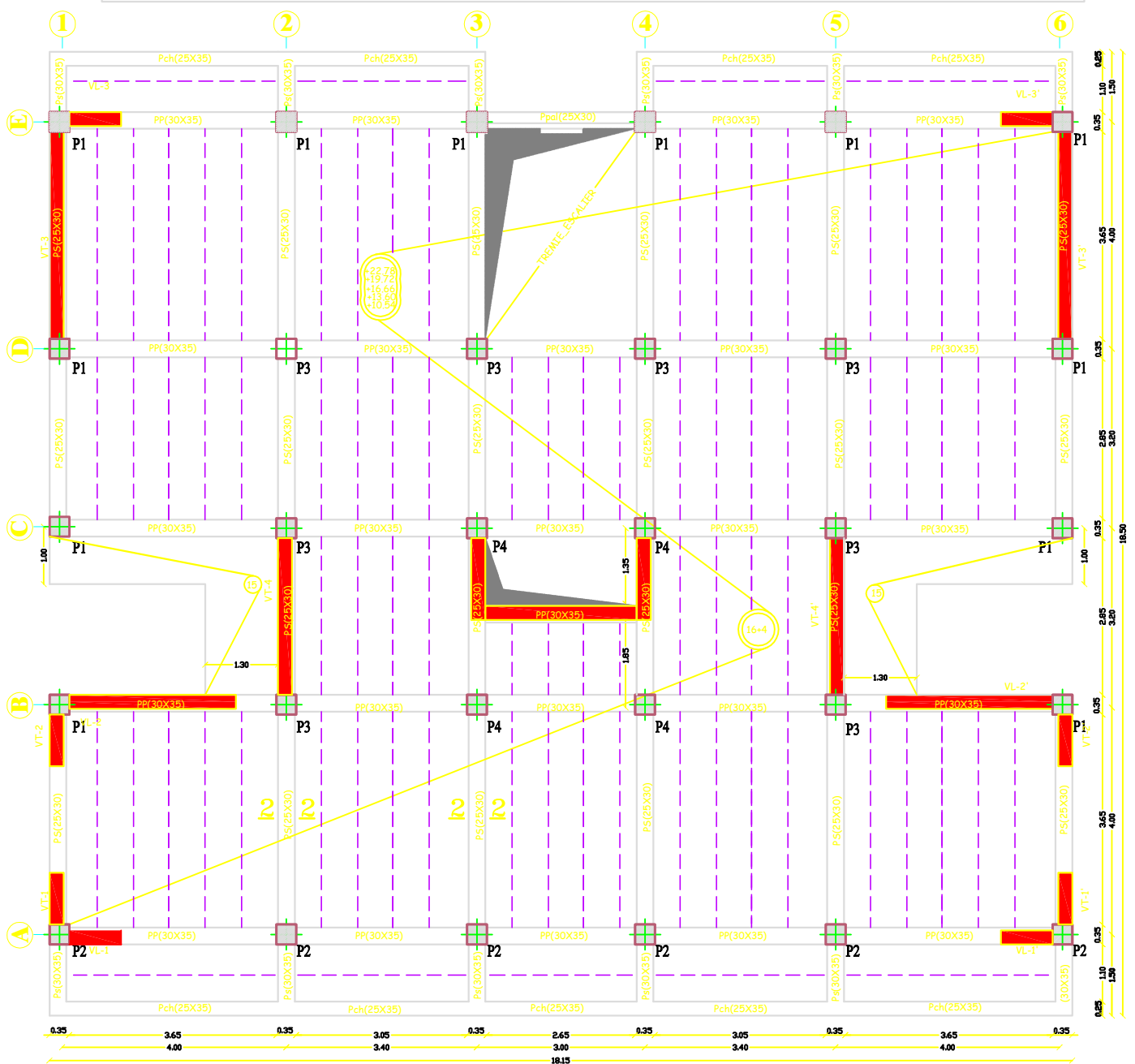
/20

sens y-y

Les plans d'architecture

Plan De Coffrage Plancher - Niv. +4.42, +7.48
Ech. 1/50



Ech. 1/50

Conclusion générale

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes et de mettre en évidence quelques principes de bases qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on cherche aussitôt, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort, à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments.
- BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé.
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- Calcul pratique des tours en béton armé.
- DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.
- Cours de béton armé.