

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE- CIVIL.



Mémoire

De Fin D'études

En vue de l'obtention du diplôme

De Master en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

THÈME

***Etude d'un bâtiment
(R+7 plus deux sous-sols)
à usage d'habitation et commercial
avec influence de la modélisation sur les
résultats du comportement de la structure
(Application du logiciel ETABS V.9.7)***

• ***Suivi par :***

M^r: MEGHLAT.E

Réalisé par :

M^r : FERHAT Reda.

M^r : HAMZAoui Salim.

M^r : LOUNI Hamid

PROMOTION 2011/2012

REMERCIEMENT

En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur « Mr MEGHLAT.E » pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.

L'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veulent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	10
Chapitre III : Calcul des éléments.	
III-1) Planchers en corps creux	23
III-2) Portes à faux.....	56
III-3) L'escalier.....	64
III-4) Salle machine.....	91
III-5) L'acrotère.....	99
III-6) Cage d'ascenseur.....	106
Chapitre IV : Modélisation de la structure.....	108
Chapitres V : Vérifications des exigences du RPA.....	125
Chapitre VI : Etude comparative(ApprocheI/ApprocheII).....	131
Chapitres VII : Ferrailage de la structure.	
VII-1) Ferrailage des poutres.....	143
VII-2) Ferrailage des poteaux.....	157
VII-2) Ferrailage des voiles.....	168
Chapitre VIII : Etude des fondations.	
IX-1) voile plaque de soutènement.....	176
IX-2) Radier.....	190
Chapitre IX : Plans d'exécutions de génie civil.	
Conclusion générale	

Bibliographie

Introduction

Introduction générale

Les secousses sismiques sont surement l'une des plus dangereuses des catastrophes naturelles.

De ce fait, le RPA préconise en zone sismique l'usage de la structure mixte qui, de nos jours, à tendance à ce généraliser

Dans le cadre de ce projet, nous avons procéder au calcul d'un **bâtiment R+7 plus deux sous sols à usage habitation et de commerce en structure mixte** dans une zone à moyenne sismicité IIa.

Néanmoins, la méthode de modélisation des voiles doit faire l'objet d'une attention particulière, pour cela nous allons procéder à une comparaison entre deux approches de modélisation et trouver la plus optimale.

Pour présenter notre projet nous avons établi le plan de travail suivant :

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.

Chapitre III : calcul des éléments.

Chapitre IV : modélisation de la structure.

Chapitre V : vérifications des exigences du RPA.

Chapitre VI : étude comparative approche I/approche II.

Chapitre VII : ferrailage de la structure.

Chapitre VIII : étude des fondations.

Chapitre IX :plans d'exécutions de génie civil.

I-1-Présentation de l'ouvrage :

Le projet étudié est un bâtiment à usage d'habitation et commerce (R+7 et deux sous-sols) implanté à Aneir amellel située dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le (RPA 99, modifié en 2003) comme zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, modifié en 2003)
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91)

La structure est composée :

- Deux sous-sols à usage d'habitation.
- D'un RDC à usage commercial et habitation.
- Sept étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

♦ Hauteur totale (y compris acrotère)	32.22 m
<u>Sous-sols :</u>	
♦ Longueur	20.80 m
♦ Largeur	21.80 m
♦ Hauteur	3.40 m
<u>RDC :</u>	
♦ Longueur	22.10 m
♦ Largeur	21.80 m
♦ Hauteur	3.40 m
<u>Etages courants :</u>	
♦ Longueur	23.40 m
♦ Largeur	21.80 m
♦ Hauteur	3.06 m

I-3 Eléments de la structure :

j Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

k Planchers :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement. Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

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

Des dalles pleines seront prévues pour les parties en saillies.

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

l Escaliers :

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier.

Les escaliers seront du type droit, à deux volets pour les sous-sols, le RDC et les étages courants. Ils seront en béton armé coulé sur place.

mCage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

nMaçonnerie :

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- ♦ Murs extérieurs constitués d'une double cloison en briques creuses et d'une lame d'air (15+5+10).
- ♦ Murs intérieurs en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

o Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- w Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- w enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- w Carrelage pour les sols.
- w Faïence pour les murs des sanitaires et cuisines.
- w Marbre pour les escaliers.

pSystème de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I-4 Caractéristiques mécaniques de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (BAEL 91) et aux règles parasismiques algériennes (RPA 99) modifié en 2003.

I-3-1- Le Béton :

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à 350 Kg/M^3 de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

j Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦ k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée est calculée comme suit: (BAEL91/A.2.1,11)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}, \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa}. \end{array} \right\} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,11}).$$

k Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,12}).$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

I Contraintes limites du béton:

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a) Contrainte de compression :

▼ **A l'Etat limite ultime [ELU] :**

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (BAEL91/A4.3, 41):

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

$$g_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} g_b = 1.5 \text{ a situation courante,} \\ g_b = 1.15 \text{ a situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : Coefficient de durée d'application des l'actions considérées

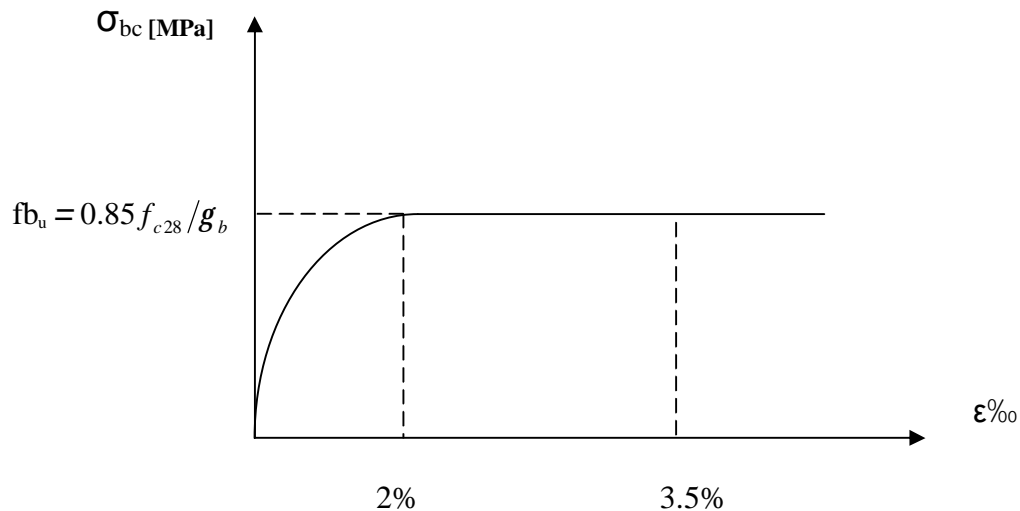
$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

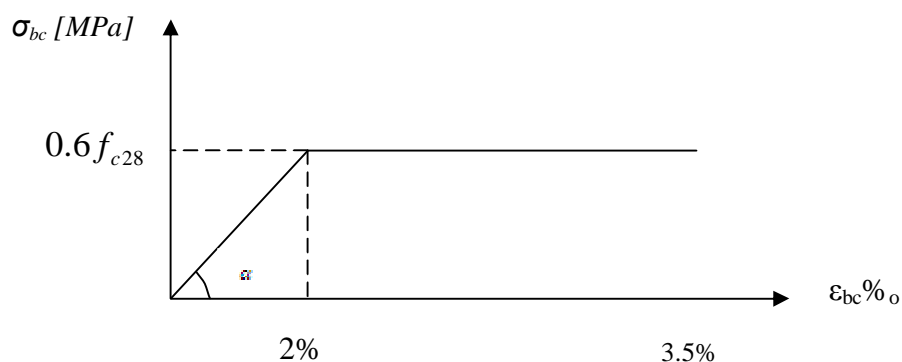
$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$,

- Pour $g_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $g_b = 1.15$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

✓ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :



✓ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :



ε_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b$ = module d'élasticité

✓ A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5.2)

$$\bar{s}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]$$

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a : $\bar{s}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1,21]:

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

m Module d'élasticité longitudinal :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

▪ **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21] :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij}=11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa].$$

Pour $f_{c28}=25 [MPa]$ \longrightarrow $E_{i28}=32164.20 [MPa]$.

▪ **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22]:**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), Nous prendrons un module égal :

$$E_v=3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa].$$

Pour $f_{c28}=25 [MPa]$ \longrightarrow $E_{v28}=10819 [MPa]$.

n Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3]:

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

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu=0.2 \longrightarrow \text{A l'ELU,} \\ \nu=0 \longrightarrow \text{A l'ELS.} \end{cases}$

o Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3] :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

I-3-2- L'acier :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A).

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa,
Treillis soudés [TL 520]..... fe = 520 MPa.

- fe : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque : Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

j Module de déformation longitudinal :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

k Contraintes limites :

✓ A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3] :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité

Avec :

- $\gamma_s = 1,15$ situation courante
- $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{S}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{S}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{S}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{S}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

✓ **A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3]:**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

• **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32]:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :
Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\bar{S}_{st} = f_e$$

▪ **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33]:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{S}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{h \cdot f_{ij}} \right\}$$

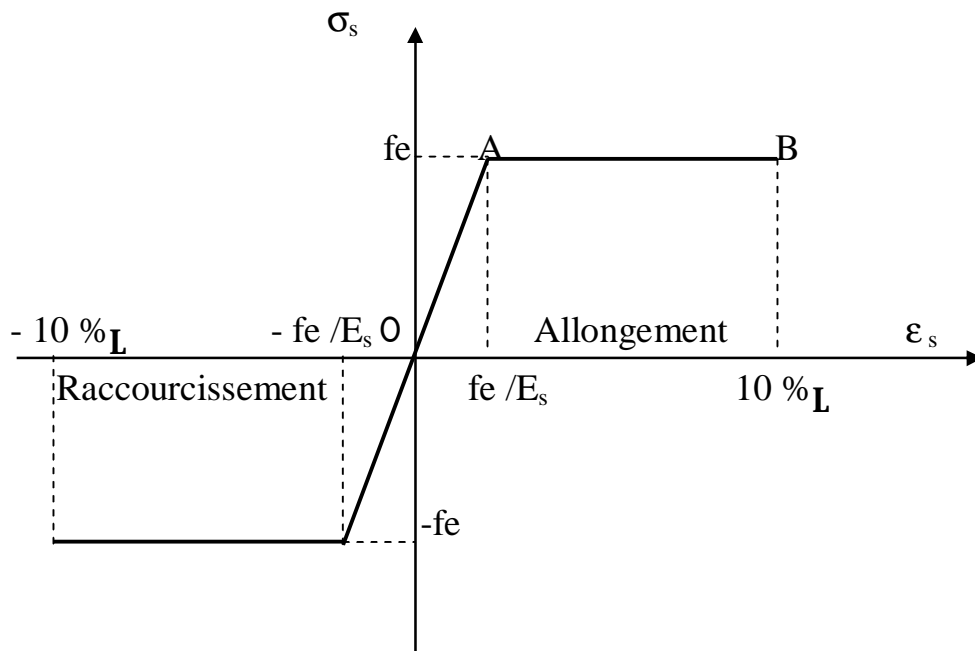
• **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]:**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{S}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{h \cdot f_{ij}} \right\}$$

- η est le coefficient de fissuration: $\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6 \text{ mm}$) et $\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6 \text{ mm}$).

1 Diagramme de contrainte déformation de l'acier :



m Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- § $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- § $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- § $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I. -Les planchers :

A) Corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferraillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher,
- L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

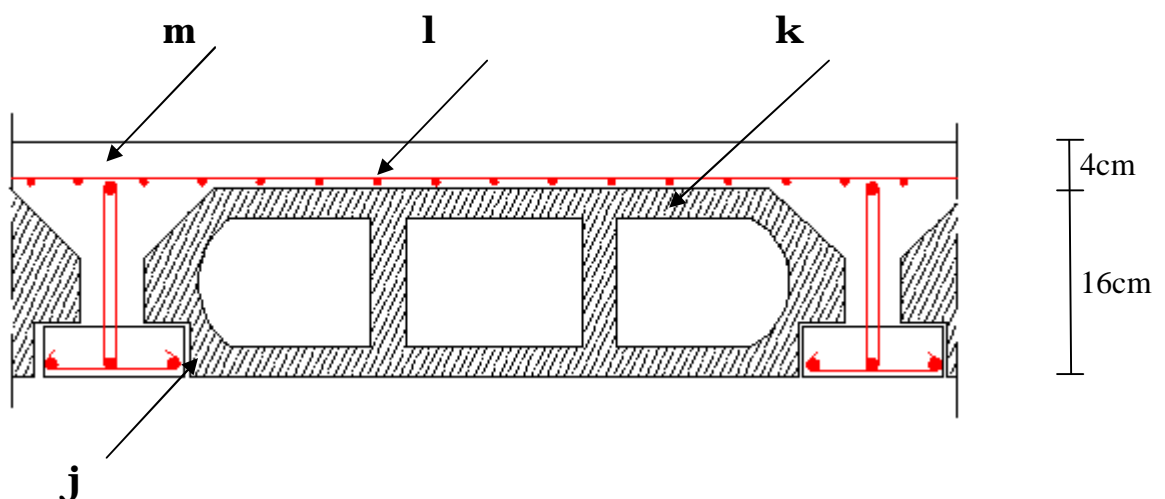
$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{375}{22,5} \geq 16,66 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = \underline{(16 + 4) \text{ cm}}$

Épaisseur du corps creux = 16cm

Épaisseur de la dalle de compression = 4cm



Coupe verticale du plancher

j - Poutrelle

k - Corps creux

l - Treillis soudé

m - Dalle de compression

B) Dalle pleine :

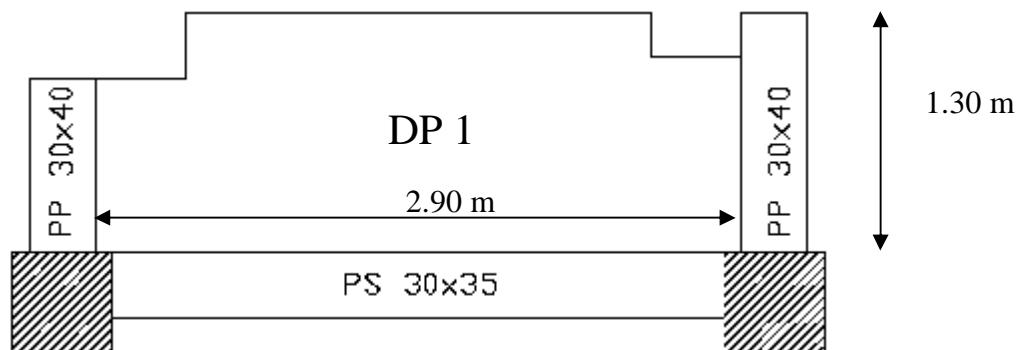
Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance a la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La Résistance au feu.

✓ Résistance a la flexion :

Dans notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis qu'on notera (D_{p1}).

j L'épaisseur minimale des dalles DP1 :



$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{295} = 0.44 > 0.4$ **Donc** : le panneau est portant dans les deux sens

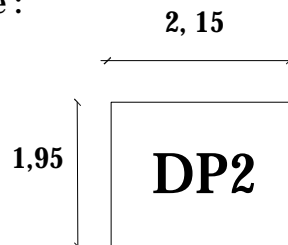
$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \implies E_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{130}{30} \implies E_p = 4.33 \text{ cm}$$

kL'épaisseur minimale de la dalle pleine des salles machines DP2:

Dimensions du panneau de dalle :

$$L_x = 150 \text{ cm}$$

$$L_y = 180 \text{ cm}$$



$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{195}{215} = 0.9 < 1$ **Donc** : le panneau est portant dans les deux sens.

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \implies E_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{195}{30} \implies E_p \geq 6,50 \text{ cm}$$

✓ Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11cm.

✓ Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \implies E_p \geq 14 \text{ cm}.$$

✓ Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de 15 cm

II. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

$$\begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array}$$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1):

$$b > 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

✓ Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

j Poutres principales PP_2 :

$$L=600-25=575 \text{ cm}$$

$$\frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10} \Rightarrow 38.33\text{cm} \leq h \leq 57.5\text{cm} ;$$

On opte pour : **h = 45 cm**

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm} ;$$

On opte pour : **b = 30 cm**

Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 45\text{ cm} > 30\text{ cm}$$

$$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.5 < 4$$

Section adoptée :

Poutres principales PP₂ \Rightarrow (30x45) cm²

k Poutres principales PP₁ :

$$L = 350 - 25 = 325\text{cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.66\text{cm} \leq h \leq 32.5\text{cm} ;$$

On opte pour : **h = 35 cm**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 24.5\text{ cm} ;$$

On opte pour : **b = 25 cm**

Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 35\text{ cm} > 30\text{ cm}$$

$$b = 25\text{ cm} > 20\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.4 < 4$$

Section adoptée :

Poutres principales PP₁ \Rightarrow (25x35) cm²

v Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

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

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **h = 35 cm**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **b = 25 cm**

Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.4 < 4$$

Section adoptée :

Poutres secondaires PS \Rightarrow (25x35) cm²

✓ **Poutres chainages :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles portent un mur extérieur et la moitié d'un corps creux.

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

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **h=30 cm**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **b=25cm**

Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.2 < 4$$

Section adoptée :

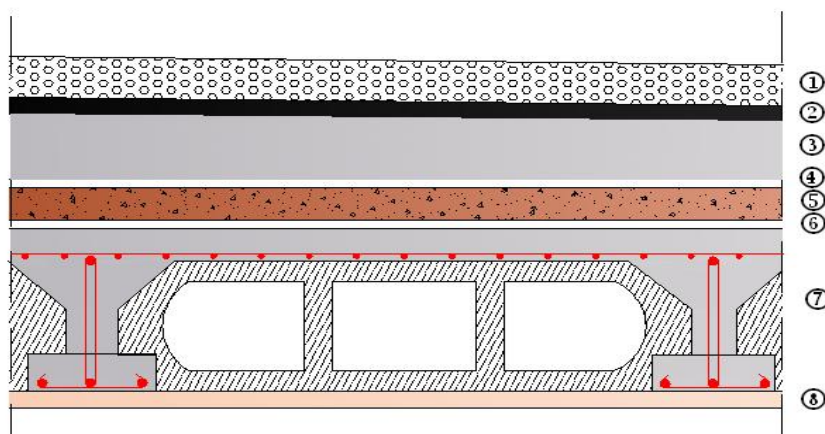
Poutres chainages PCh \Rightarrow (25x30) cm²

III. Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, idem pour les surcharges d'exploitation.

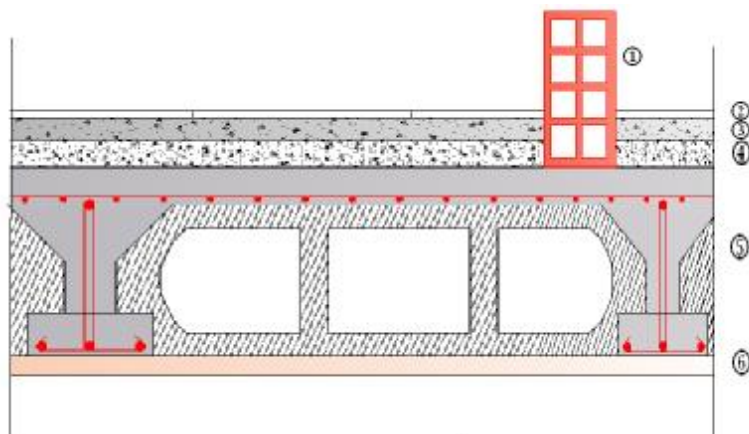
✓ Charges permanentes :

Plancher en corps creux de la terrasse :



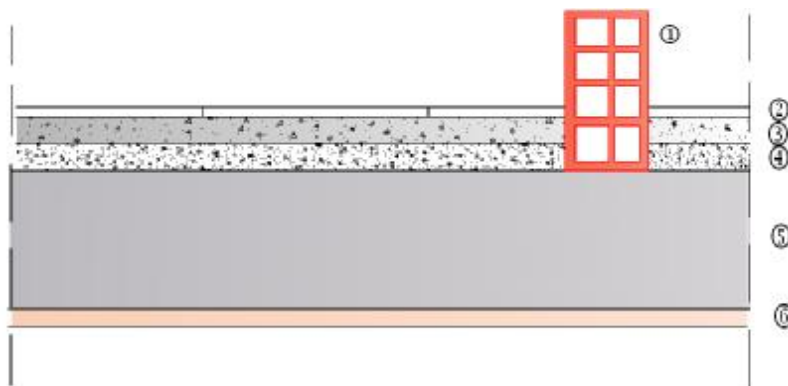
N°	Composition	Epaisseur (cm)	$r(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
j	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
k	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
l	Forme de pente en béton	8	25	2,00
m	Feuille de polyane	-	-	0.01
n	Isolation thermique(liège)	4	4	0,16
o	Feuille de polyane	-	-	0.01
p	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
q	Enduit de plâtre	2	1	0,20
$G_{pt1} = 6,35 (KN / m^2)$				

Plancher en corps creux étage courant et sous-sols:



N°	Composition	Epaisseur (cm)	$r (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
j	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
k	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
l	Mortier de pose	3	22	0,66
m	Couche de sable	3	18	0,54
n	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
o	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc1} = 5,45 (KN / m^2)$				

k Dalle pleine étage courant :

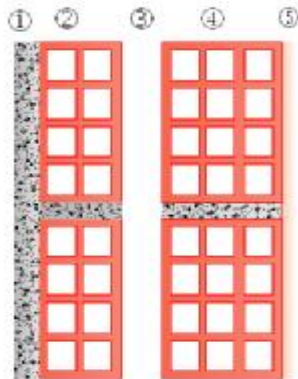


N°	Composition	Epaisseur (cm)	$r(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
j	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
k	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
l	Mortier de pose	3	22	0,66
m	Couche de sable	3	18	0,54
n	Dalle pleine en béton armé	15	25	3,75
o	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{pc 2} = 6,35 (KN / m^2)$				

Remarque :

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de surface horizontale.

▪ **Mur extérieur :**



N°	Composition	Epaisseur (cm)	$r(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
j	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
k	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
l	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1,30
m	Lame d'air	5	-	-
n	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
$G_{me} = 2,94 (KN / m^2)$				

Remarque :

La charge du mur extérieur (G_{me}) est par mètre carré de surface verticale.

✓ **Surcharges d'exploitation :**

RDC : (coté locaux) $Q_{pc1} = 4.00 \text{ KN/m}^2$, (coté habitation) $Q_{pc2} = 1.50 \text{ KN/m}^2$.

Etages courants et sous-sols : (habitation) $Q_{pc3} = 1.50 \text{ KN/m}^2$.

Terrasse : $Q_{ter} = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

Escaliers : $Q_{esc} = 2.50 \text{ KN/m}^2$.

Balcons : $Q_{bal} = 3.50 \text{ KN/m}^2$.

IV. Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression $N = (G+Q)$ qui devra être repris uniquement par le béton.
Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression (poteau D6).

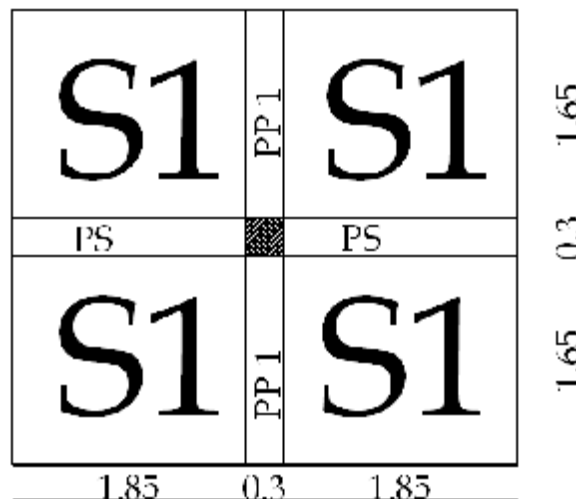
$$S_{pot} \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- S_{pot} : Section transversale du poteau.
- N : Effort normal de compression a l'ELS à la base du poteau.
- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton.

A) Charges et surcharges revenant au poteau D6 :

j Surface d'influence :



$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = (1.6 \times 1.85) \times 4 = 11.84 \text{ cm}^2$$

k Poids propre des éléments :

Plancher : $G_{pc} \times S = 5.45 \times 11.84 = 64.53 \text{ KN}$

Plancher terrasse : $G_{pt} \times S = 6.35 \times 11.84 = 75.18 \text{ KN}$

▪ **Poutres :**

Poutres principales : $R \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (1.60 \times 2) = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 3.20 = 9.60 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $R \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.85 \times 2) = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.70 = 9.71 \text{ KN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires = $9.60 + 9.71 = 19.31 \text{ KN}$

l Surcharge d'exploitation :

RDC : $Q \times S = 4 \times 11.84 = 47.36 \text{ KN}$

Sous-sols : $Q \times S = 1.5 \times 11.84 = 17.76 \text{ KN}$

Etages courants : $Q \times S = 1.5 \times 11.84 = 17.76 \text{ KN}$

Terrasse : $Q_{ter} \times S = 1.00 \times 11.84 = 11.84 \text{ KN}$

v Descente de charge :

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N=G+Q$ [KN]	Section du poteau [cm²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumlée}$		Section trouvée	Section adoptée
7	75.18	19.31	5.98	100.47	100.47	11.84	11.84	112.31	74.87	30x30
6	64.53	19.31	5.98	89.82	190.29	17.76	29.6	219.89	146.59	30x30
5	64.53	19.31	5.98	89.82	280.11	17.76	47.36	327.47	218.31	30x30
4	64.53	19.31	8.14	91.98	372.09	17.76	65.12	437.21	291.47	30x30
3	64.53	19.31	8.14	91.98	464.07	17.76	82.88	546.95	364.63	35x35
2	64.53	19.31	10.64	94.48	558.55	17.76	100.64	659.19	439.46	35x35
1	64.53	19.31	10.64	94.48	653.03	17.76	118.4	771.43	514.28	35x35
RDC	64.53	19.31	15.18	99.02	752.05	47.36	165.76	917.81	611.87	40x40
s.sol1	64.53	19.31	15.18	99.02	851.07	17.76	183.52	1034.59	689.72	40x40
s.sol2	64.53	19.31	15.18	99.02	950.09	17.76	201.28	1151.37	767.58	40x40

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1)

✓ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):

$$\begin{array}{lll} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} & \dots\dots\dots & \mathbf{j} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 & \dots\dots\dots & \mathbf{k} \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4 & \dots\dots\dots & \mathbf{l} \end{array}$$

Ø Etage courant :

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (30\text{cm}, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > h_e/20 = 266/20 = 13.3 \dots\dots\dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$

Ø RDC et sous. Sols :

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (40\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 300/20 = 15 \dots\dots\dots \checkmark$
- $b_1/h_1 = 40/40 = 1 ; 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$

✓ Conclusion Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

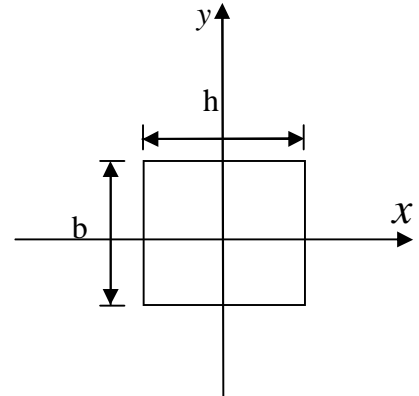
✓ Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.
- l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)
- l_0 : Hauteur libre du poteau.
- i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{\text{pot}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)
- S_{pot} : Section du poteau.



Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 l_0}{b}$$

AN :

- **RDC et sous. Sols:** Poteaux (40x40); $l_0 = 3.00$; $\lambda = 16.33 < 50$
- **1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages:** Poteaux (35x35); $l_0 = 2.66$; $\lambda = 16.29 < 50$
- **3^{ème}, 4^{ème} :** Poteaux (30x30); $l_0 = 2.66$; $\lambda = 21.72 < 50$
- **5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} :** Poteaux (30x30); $l_0 = 2.66$; $\lambda = 21.72 < 50$

✓ Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

V. Les voiles :

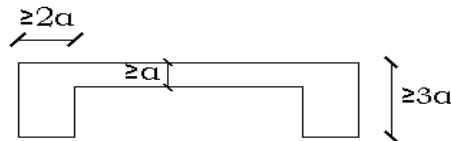
Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4\alpha$.

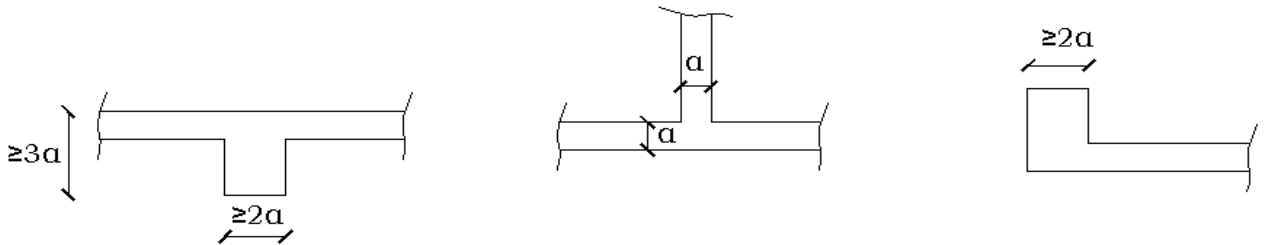
L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

1er cas :



$$\alpha \geq \frac{h_e}{25} \geq \frac{300}{25} = 12$$

2ème cas :



$$\alpha \geq \frac{h_e}{22} \geq \frac{300}{22} = 13.63$$

Donc on opte pour des voiles d'une épaisseur : $\alpha=20$ cm

Calcul des planchers en corps creux:

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

I. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).

✓ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

§ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,

§ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

✓ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures ^ aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

- A_{\perp} : cm² par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

§ A.N:

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / ML$$

On adoptera 5T5/ML = 0.98 cm² / ml.

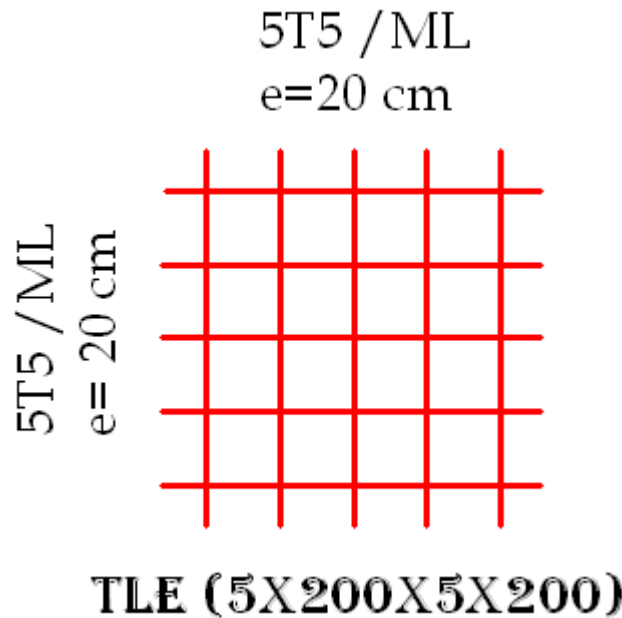
B) Armatures // aux poutrelles :

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

§ A.N:

$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \quad \text{On adoptera } \underline{5T5/ML} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

✓ Conclusion On optera pour un treillis soudé TLE 520 (5x200x5x200).



II. Poutrelles :

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25.....0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95.....0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier :1.00 KN/ml,

Charge permanente : **G =0.74 KN/ml.**

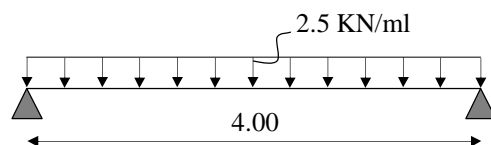
Charge d'exploitation : **Q=1KN/ml.**

§ Charge à ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

§ Moment max:

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5.00 \text{ KN.ml.}$$



§ Section d'armatures:

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm.}$

Avec : $b=12\text{cm}$; $d=h-c$; $h=4\text{cm}$; $d=2\text{cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5.00 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 7.33 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

§ Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires :

Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

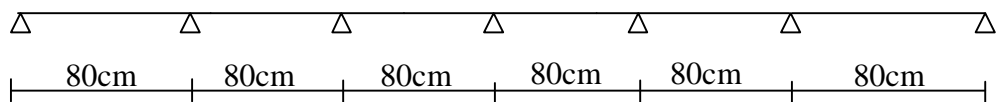
$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0,267 \text{ KN.m}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

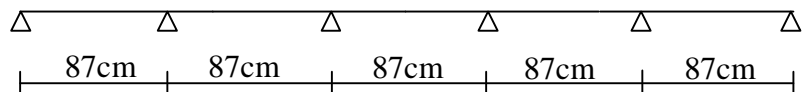
$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{m.}$$

✓ Conclusion :

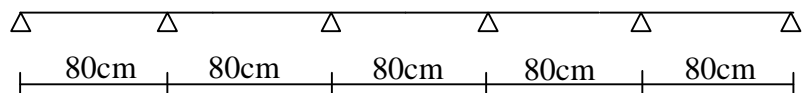
§ Pour les travées de 4.00m, nous disposerons de 5pieds droits.



§ Pour les travées de 3.50m, nous disposerons de 4pieds droits.



§ Pour les travées de 3.20m, nous disposerons de 4pieds droits.



B) Calcul après coulage de la dalle de compression :

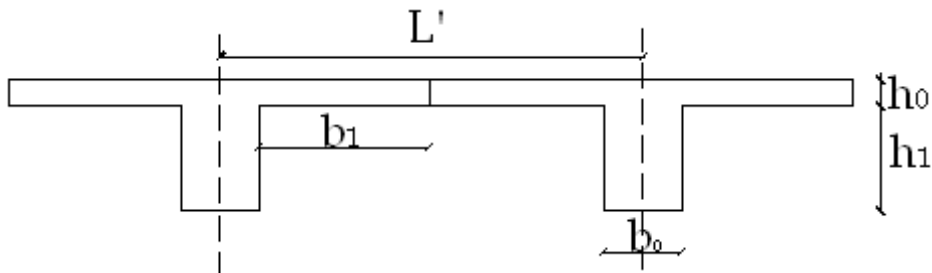
Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

A.N: $b_1 = \text{Min} \left(\frac{355}{10} ; \frac{65-12}{2} \right)$; Donc $b_1=26.5\text{cm}$



Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (355 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h_1 : Epaisseur du corps creux (16cm).

b_1 : Largeur de l'hourdis (26.5cm).

2) Calcul des efforts internes :

Ø Calcul des moments :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire

Méthode des 3 moments

Méthode de Caquot

✓ Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

• Domaine d'application :

H_1 : La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou $5 \text{ KN}/\text{M}^2$. $Q \leq (2G, 5 \text{ KN})$

$$Q = 4 \text{ KN}/M^2$$

$$2G = 2 \times 5.45 = 10.9$$

$$Q \leq (10.9, 5 \text{ KN})$$

⇒ La condition est vérifiée.

H₂: la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

⇒ La condition est vérifiée.

H₃: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.50}{3.20} = 1.09 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.20}{4.00} = 0.8 ; \frac{L_3}{L_4} = \frac{4.00}{4.00} = 1 ; \frac{L_4}{L_5} = \frac{4.00}{3.20} = 1.25 ;$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{3.20}{3.50} = 0.91 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

H₄: le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées ⇒ La condition est vérifiée.

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

- Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougine art 3III4) :

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

- Exposé de la méthode :

Ø Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Ø M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

Ø M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

Ø M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

Ø M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

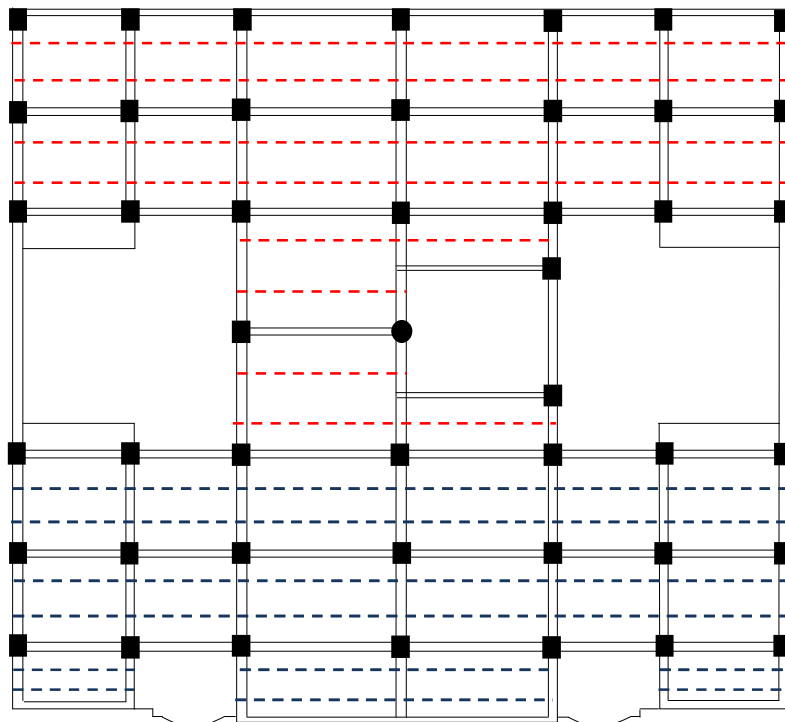
- Application de la méthode :

✓ **Remarque :**

Vu la différence des surcharges entre le RDC ($Q=4\text{KN/ML}$) et les étages courants ($Q=1.5\text{KN/ML}$), on effectuera deux calculs.

III. Calcul Plancher du RDC :

1. **Calcul de la poutrelle :**

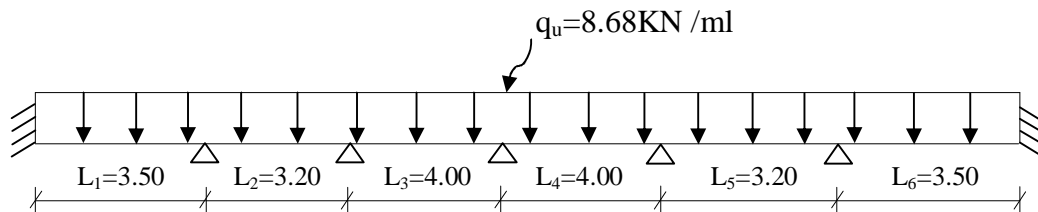


----- : Poutrelles des locaux et du hall d'entrée.

----- : Poutrelles des appartements.

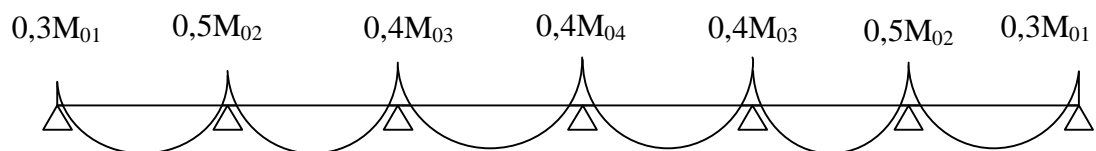
§ Combinaison de charge a l'ELU:

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 4) \times 0.65 = 8.68 \text{ KN/ML.}$$



Calcul du rapport de charge α

$$a = \frac{4}{4 + 5.45} = 0.42$$



§ Moment max:

$$M_{0I} = 8.68 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 13.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0I} = M_{0I} = 13.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 8.68 \times \frac{(3.20)^2}{8} = 11.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 13.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 8.68 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 17.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 17.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = M_{0III} = 17.36 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 3.96 \text{ KN.m}$$

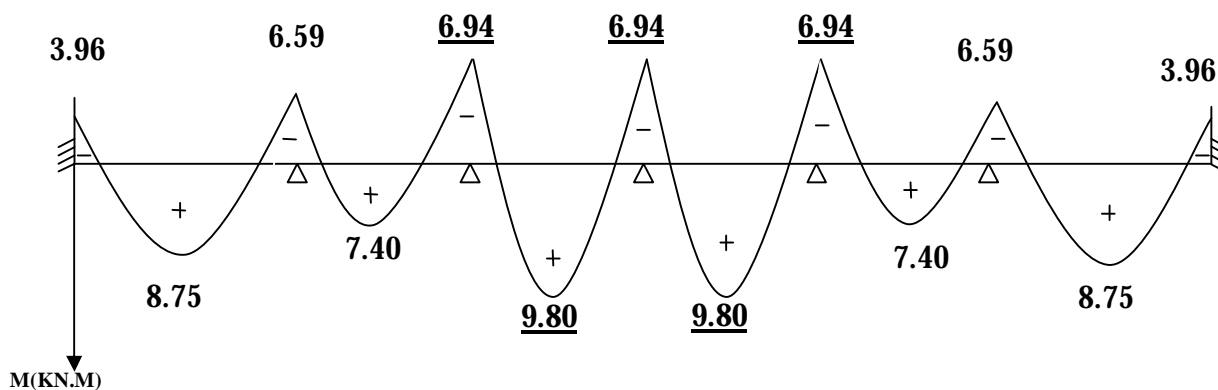
$$M_2 = 0,5 M_{02} = 6.59 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{04} = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,2 + 0,3a}{2} = 0.66$$

$$\frac{1 + 0,3a}{2} = 0.56$$



✓ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

§ Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

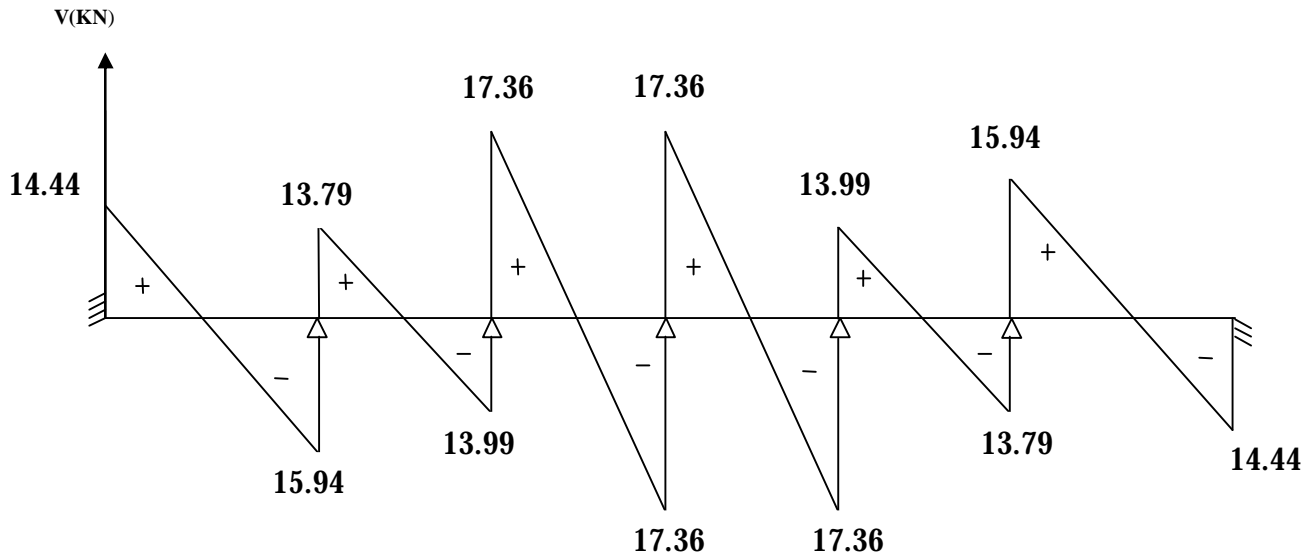
T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	3.96	6.59	6.94	6.94	6.94	6.59
M_e	6.59	6.94	6.94	6.94	6.59	3.96
T_w	-15.94	-13.99	-17.36	-17.36	-13.79	-14.44
T_e	14.44	13.79	17.36	17.36	13.99	15.94

✓ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :



2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{t \max} = 9.80 \text{ KN.m}$
- $M_{a \max} = 6.94 \text{ KN.m}$

✓ En travée :

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 9.80 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

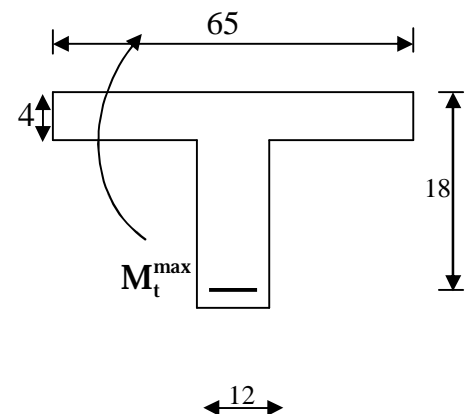
Si : $M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'A. N est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times d \times \frac{h_0}{2}$$

$$M_{tab} = 14.2 \times 100 \times 65 \times 4 \times 18 \times \frac{4}{2} \Rightarrow M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.



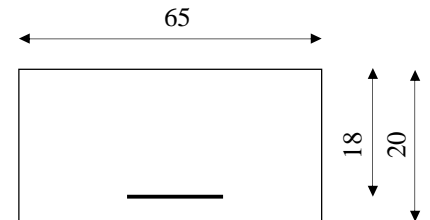
- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (65x20).

$$m = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.80 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$m = 0.0328 < m_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0.0328 \Rightarrow b = 0.9834$$

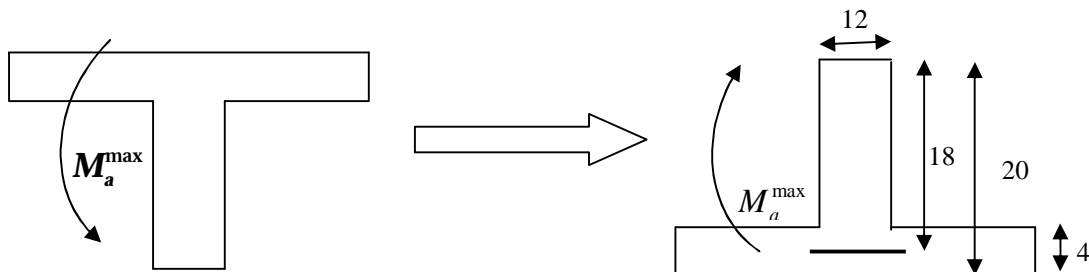
$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{9.80 \times 10^5}{0.9834 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.59 \text{ cm}^2$$



Soit : 2 HA10+1HA12 = 2.69 cm².

▼ Aux appuis :

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.
Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



- Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = \underline{6.94 \text{ KN.m}}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.94 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.126$$

$$\mu = 0.126 \Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.94 \times 10^5}{0.932 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 HA14 = 1.54 cm².

3. Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

✓ En travée:

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 2.69 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

✓ Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1.54 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

- Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{3.33 \text{ Mpa.}}$$

✓ Calcul de τ_u :

$$V_{\text{max}} = 17.36 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{17.36 \times 10^3}{120 \times 180} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{0.80 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

- **Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

✓ **Calcul de τ_{se} :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 14 = 43.96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.36 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 43.96} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{2.44 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark$$

- **Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ **Calcul de τ_{su} :**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$

• Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

✓ Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{17.36.10^3}{348.100} = 0,50 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 2.69 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes... .. ✓

✓ Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u.d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 6.94 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d. V_u^{\max} = 0.9 \times 180 \times 17.36 \times 10^3 = 2.81 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d. V_u^{\max} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires ✓

• Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 17.36 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = \underline{\underline{1.78 \text{ Mpa}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{g_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

- Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Art A.5.1,322)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |Vu_g| + |Vu_d| = 17.36 + 17.36 = 34.72 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{34.72 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 10} = \underline{\underline{1.78 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{21.67 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{17.36 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{1.09 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$$

4. Calcul des armatures transversales :

§ Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \Rightarrow \varphi_t = 5.71 \text{ mm}; \text{ soit: } \underline{\varphi_t = 6 \text{ mm.}}$$

On opte pour 1 étriers en $\phi 6$; Donc : $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

✓ Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22/BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0.9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} > A_{\min} \dots\dots\dots \checkmark$$

✓ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

✓ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t \leq \frac{0.56 \times 0.9 \times 235}{(0.80 - 0.3 \times 2.1) 1.15 \times 12} = 50.48 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = \min (16.2 \text{ cm} ; 50.48 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

On opte pour $St_{\max} = 15 \text{ cm}$.

✓ Conclusion :

- Nous adopterons 1 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm.

5. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

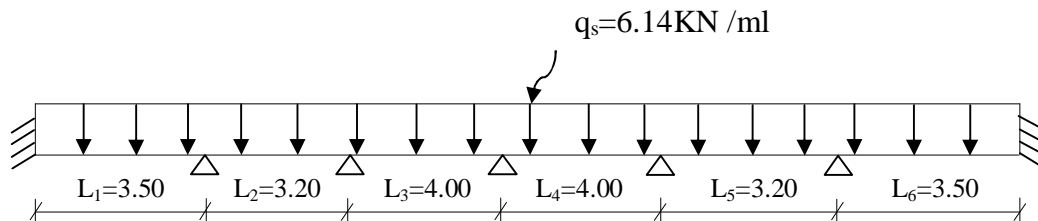
§ Combinaison de charge a l'ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.45 + 4) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ML.}$$

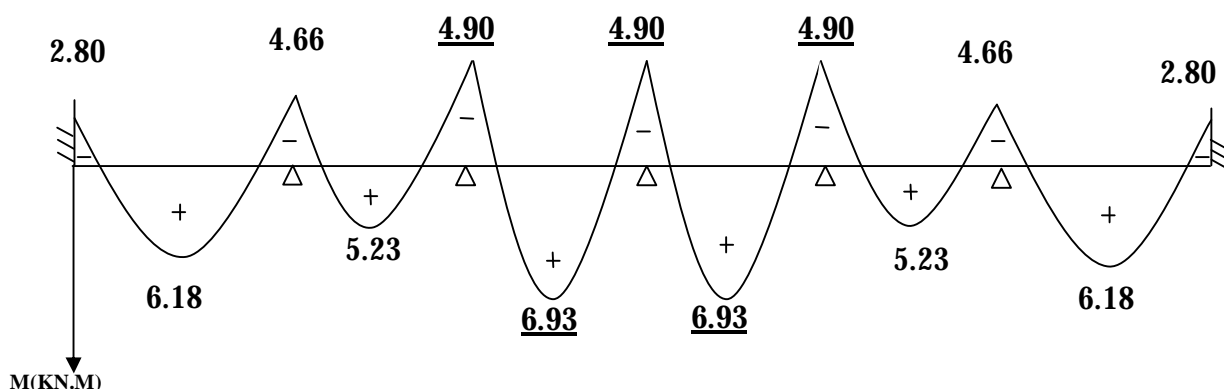
Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.14}{8.68} = 0.707.$$

- Calcul de la poutrelle du RDC:



✓ Diagramme des moments à l'ELS :



Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de compression de béton :** (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

▼ **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.69}{12 \times 18} \times 100 = 1.24$$

$$\rho_1 = 1.24 \Rightarrow k_1 = 18.23 \text{ et } \beta_1 = 0.850$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.93 \times 10^6}{0.850 \times 180 \times 269} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{168.40 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 168.40 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{168.40}{18.23} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{9.24 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 9.24 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

▼ **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.54}{12 \times 18} \times 100 = 0.713$$

$$\rho_1 = 0.713 \Rightarrow k_1 = 25.65 \text{ et } \beta_1 = 0.877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.90 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 154} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{201.56 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 201.56 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : s_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{201.56}{25.65} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \underline{7.86 \text{ Mpa}}$$

$$s_{bc} = 7.86 \leq \bar{s}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

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

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.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05$$

$$\bullet \quad \frac{1}{22.5} = 0.044.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \dots\dots\dots \underline{\text{Condition 1 vérifiée.}}$$

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2.69}{12 \times 18} = 0.0124.$$

$$\bullet \quad \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} > \frac{3.6}{f_e} \dots\dots\dots \underline{\text{Condition 2 non vérifiée.}}$$

✓ **Conclusion :**

Vu que la 2^{eme} condition n'est pas vérifiée, on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s . L^2}{10 . E_v . I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3550}{500} = 7.1 \text{ mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

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

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + m \times I_v}$$

I₀ : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n =15)

$$u = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot r \cdot s_s + f_{t28}} \right]$$

Y₁ : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.69}{12 \times 18} = 0.01245$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 2.69 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.69}$$

$$Y_1 = 7.21 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_{st} \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.21^3 + 12.79^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.21 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.69 \times (12.79 - 2)^2$$

$$I_0 = 20603.11 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.01245} = 1.3209$$

$$u = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01245 \times 168.4 + 2.1} \right] = 0.6495$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 20603.11}{1 + 0.6495 \times 1.3209}$$

$$I_{fv} = 12198.25$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{6.93 \times 10^6 (3550)^2}{10 \times 10818.88 \times 10^4 \times 12198.25}$$

$$f = 6.61\text{mm} < \bar{f} = 7.1\text{mm} \rightarrow \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

✓ Conclusion :

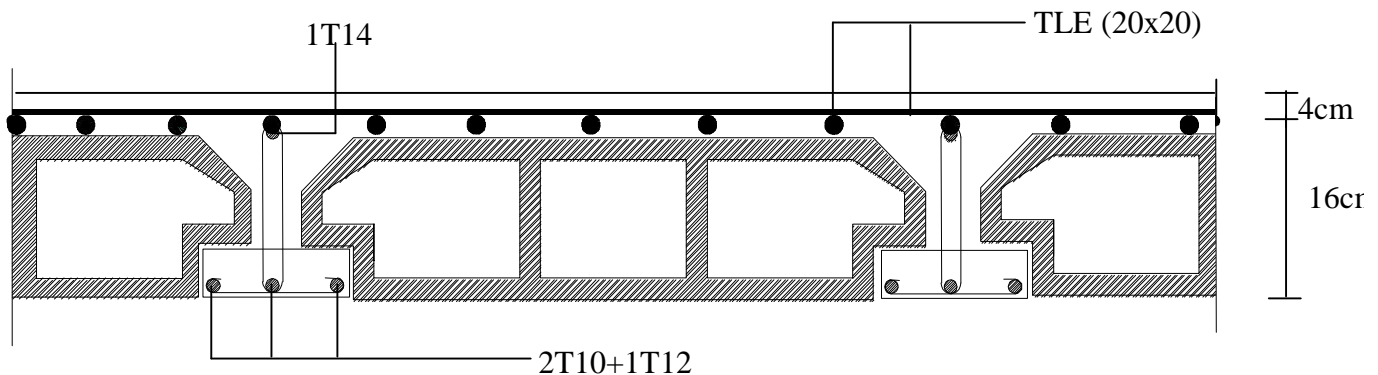
Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du RDC seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

- 2HA10+1HA12 pour le lit inférieur.
- Barre de montage en HA 10 pour le lit supérieur.
- 1HA 14 en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

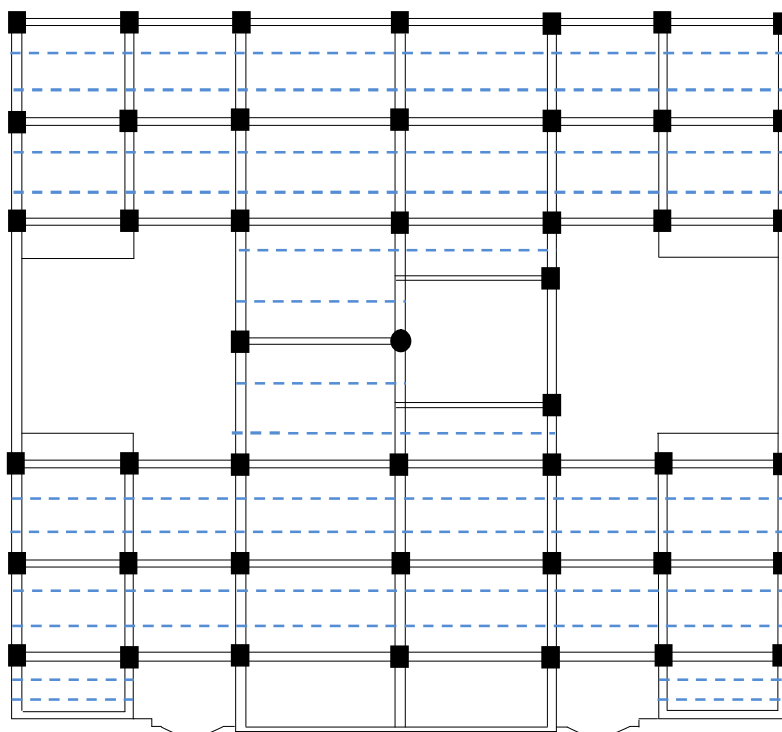
- 1 étriers en $\phi 6$ tous le 15cm.



Plan de ferrailage du plancher RDC

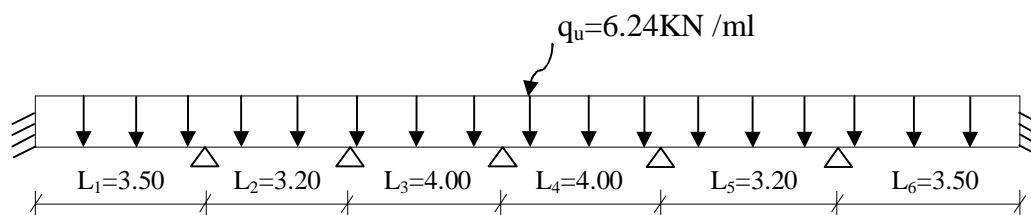
IV. Calcul des planchers des étages Courants :

1. Calcul de la poutrelle :



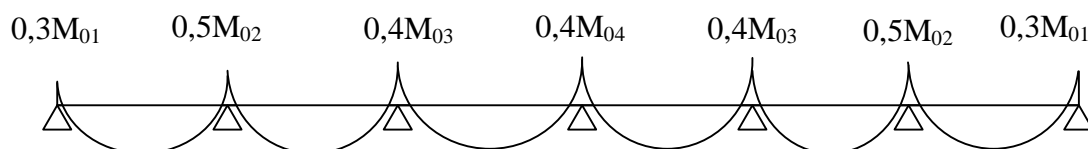
§ Combinaison de charge a l'ELU:

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.24 \text{ KN/ML.}$$



Calcul du rapport de charge α

$$a = \frac{1.5}{1.5 + 5.45} = 0.21$$



§ Moment max:

$$M_{0I} = 6.24 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{0I} = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 6.24 \times \frac{(3.20)^2}{8} = 7.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 6.24 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 12.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 12.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = M_{0III} = 12.48 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 2.86 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 4.77 \text{ KN.m}$$

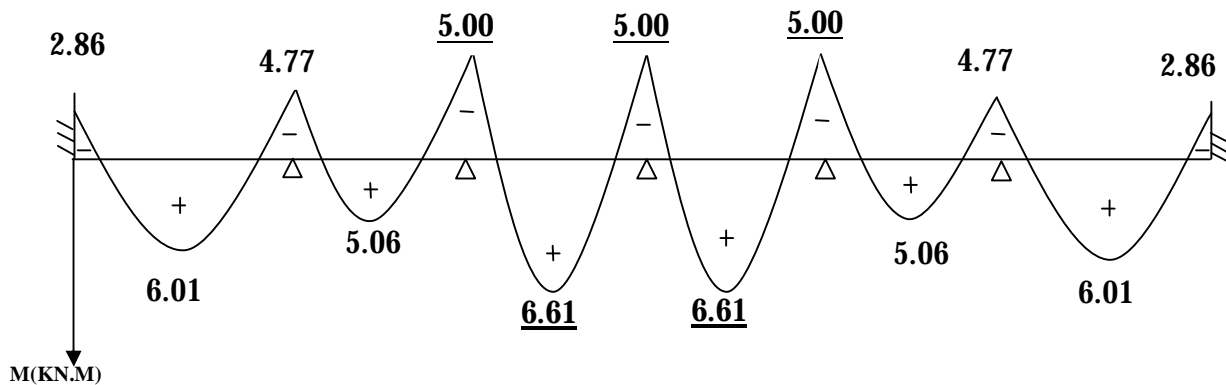
$$M_3 = 0,4 M_{03} = 5.00 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{04} = 5.00 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,2 + 0,3a}{2} = 0.63$$

$$\frac{1 + 0,3a}{2} = 0.53$$

✓ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



§ Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

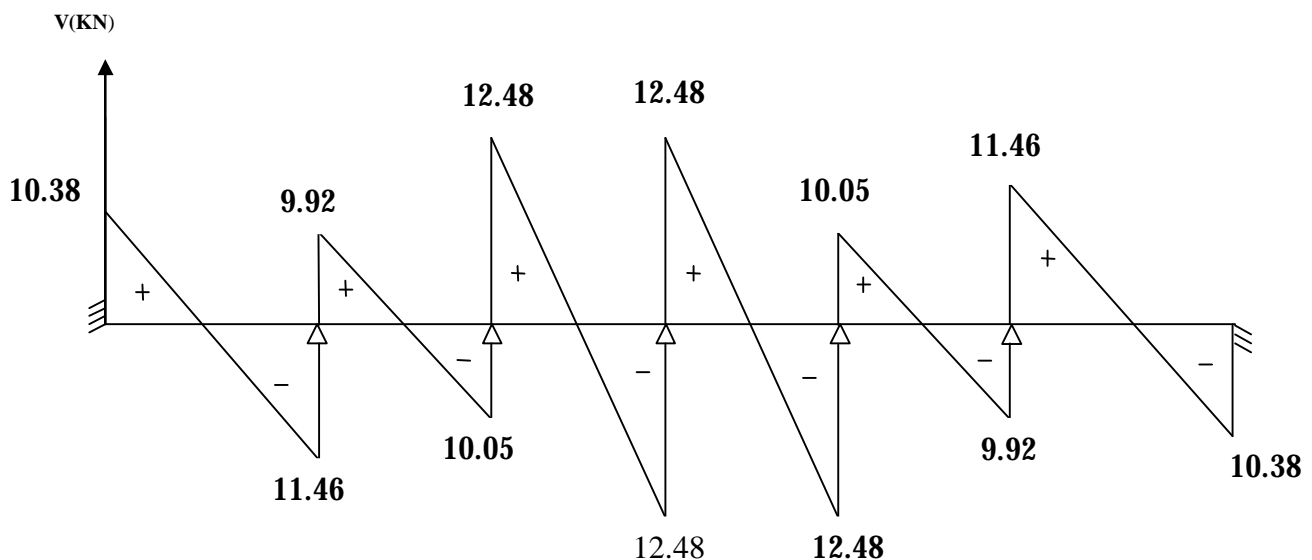
T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	2.86	4.77	5.00	5.00	5.00	4.77
M_e	4.77	5.00	5.00	5.00	4.77	2.86
T_w	-11.46	-10.05	-12.48	-12.48	-9.92	-10.38
T_e	10.38	9.92	12.48	12.48	10.05	11.46

✓ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :



2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{t \max} = 6.61 \text{ KN.m}$
- $M_{a \max} = 5.00 \text{ KN.m}$

✓ En travée :

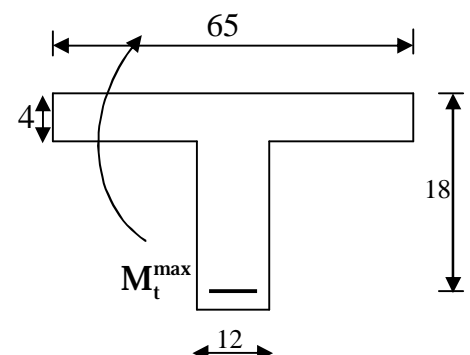
Le moment max en travée est : $M_{t \max} = \underline{6.61 \text{ KN.m}}$

- Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{\text{tab}} \Rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{\text{tab}} \Rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.



$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times d \times \frac{h_0}{2}$$

$$M_{tab} = 14.2 \times 100 \times 65 \times 4 \times 18 \times \frac{4}{2} \Rightarrow M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

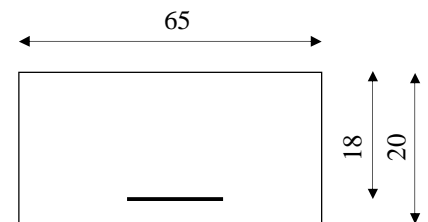
- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (65x20).

$$m = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.61 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$m = 0.022 < m_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$m = 0.022 \Rightarrow b = 0.989$$

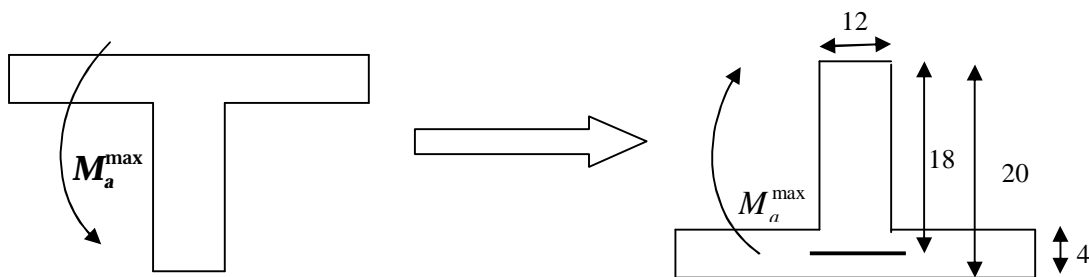
$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{6.61 \times 10^5}{0.989 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.07 \text{ cm}^2$$



Soit : 2 HA10 = 1.57 cm².

▼ Aux appuis :

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.
Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



- Le moment max aux appuis est : $Ma_{\max} = 5.00 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.00 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.090$$

$$\mu = 0.090 \Rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.00 \times 10^5}{0.953 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 HA12 = 1.13 cm².

3. Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

✓ En travée:

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1.57 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

- Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1.1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{3.33 \text{ Mpa.}}$$

✓ Calcul de τ_u :

$$V_{\text{max}} = 12.48 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{12.48 \times 10^3}{120 \times 180} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{1.30 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Entraînement des barres :** (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

✓ **Calcul de τ_{se} :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.48 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{2.04 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Longueur du scellement droit :** (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ **Calcul de τ_{su} :**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 18\text{cm}$

• Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

✓ Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{12,48 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,36 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes... .. ✓

✓ Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max}$$

$$M_{\max} = 5,00 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 12,48 \times 10^3 = 2,02 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires ✓

• Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 12,48 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = \underline{\underline{1,28 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13,33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Art A.5.1,322)

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

On doit vérifier :

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0.9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$R_u = |Vu_g| + |Vu_d| = 12.48 + 12.48 = 24.96 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{24.96 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = \underline{\underline{1.28 \text{ Mpa}}}$$

$$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{21.67 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure:** (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{12.48 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.78 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$$

4.Calcul des armatures transversales :

• **Diamètre armatures transversales :**(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t = 5.71 \text{ mm}; \text{ soit : } \underline{\underline{\varphi_t = 6 \text{ mm}}}$$

On opte pour 1 étriers en **ϕ6** ; Donc : **A_t = 0.56 cm²**

• **Pourcentage minimum des armatures transversales:** :(Art 5.1,22/BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{t adopté}} > A_{\text{min}} \dots\dots\dots \checkmark$$

- Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

- ✓ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t = \frac{0.56 \times 0.9 \times 235}{(0.78 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 12} = 47.68 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t_1}; S_{t_2}\} = \min (16.2 \text{ cm} ; 47.68 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

On opte pour $S_{t_{\text{max}}} = 15 \text{ cm}$.

✓ Conclusion :

- Nous adopterons 1 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm.

5. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

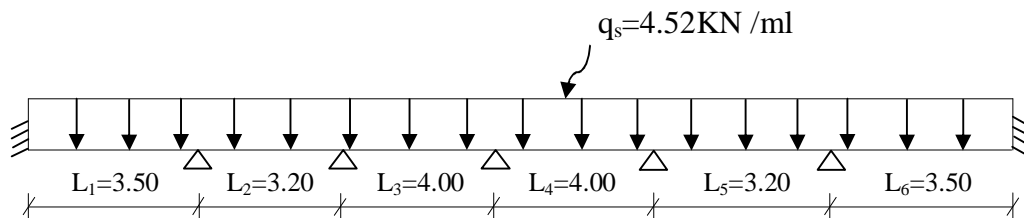
• Combinaison de charge a l'ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.45 + 1.5) \times 0.65 = 4.52 \text{ KN/ML}.$$

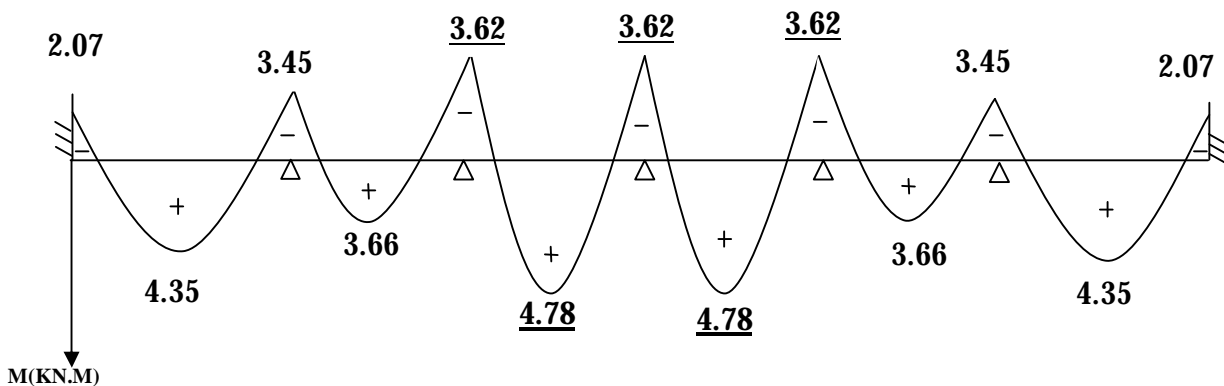
Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.52}{6.24} = 0.724$$

• Calcul de la poutrelle :



✓ Diagramme des moments à l'ELS :



• Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

• Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

✓ En travée :

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow k_1 = 25.32 \text{ et } \beta_1 = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.78 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{193 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 193 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{193}{25.32} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{7.62 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.62 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

✓ Aux appuis :

• Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.13}{12 \times 18} \times 100 = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \Rightarrow k_1 = 30.87 \text{ et } \beta_1 = 0.891$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.62 \times 10^6}{0.891 \times 180 \times 113} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{200 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 200 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{200}{30.87} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \underline{6.50 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 6.50 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

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.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05$
- $\frac{1}{22.5} = 0.044.$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 1 vérifiée.}$$

- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.00726.$
- $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$

$$\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3.6}{f_e} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 2 vérifiée.}$$

- $\frac{M_t}{15.M_0} = \frac{4.78}{15 \times 9.04} = 0.035$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \quad \dots\dots\dots \text{Condition 3 vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

✓ Conclusion :

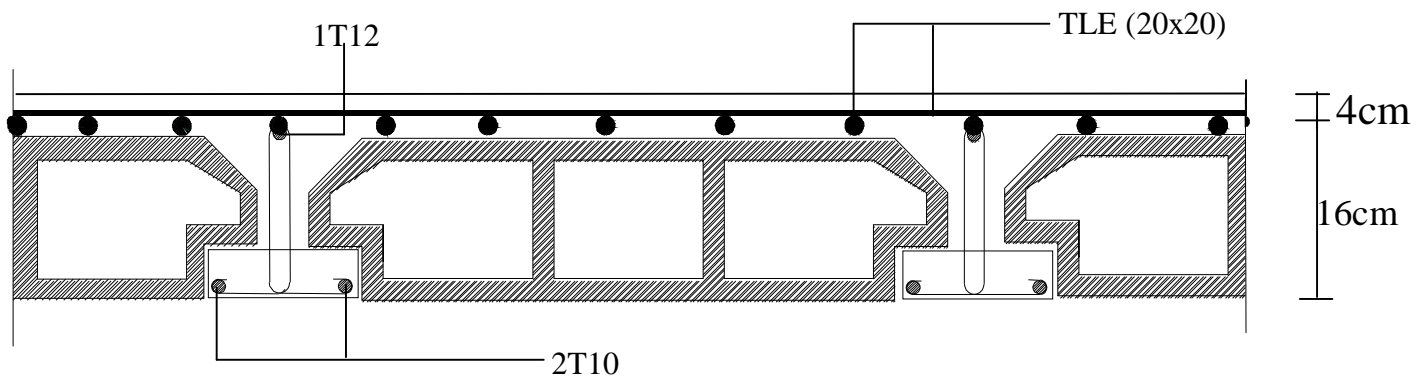
Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles des étages courants seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

- 2HA10 pour le lit inférieur.
- Barre de montage en HA 10 pour le lit supérieur.
- 1HA 12 en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

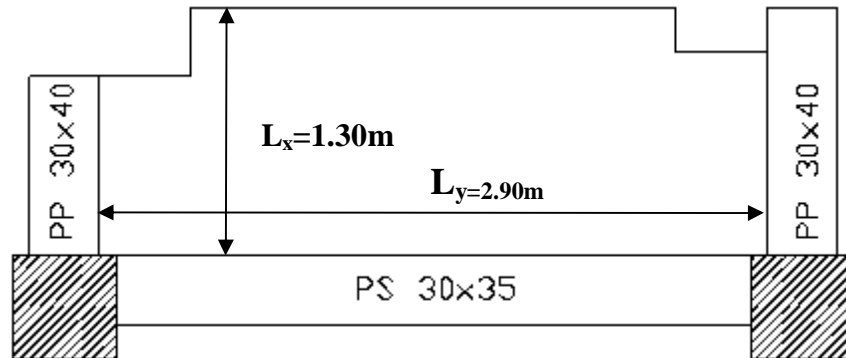
- 1 étriers en $\phi 6$ tous les 15cm.



Plan de ferrailage des plancher d'étages courants

I. Calcul des portes à faux :

Les portes à faux a calculés sont en dalle pleine de 15 cm (voir chapitre 2), ils reposent sur 3appuis comme montré dans le schéma ci-dessous.



Détermination des Charges et surcharges :

Poids de la dalle : $G=6.35\text{KN/M}^2$ (voir chapitre 2)

II. Combinaison de charges à l'ELU :

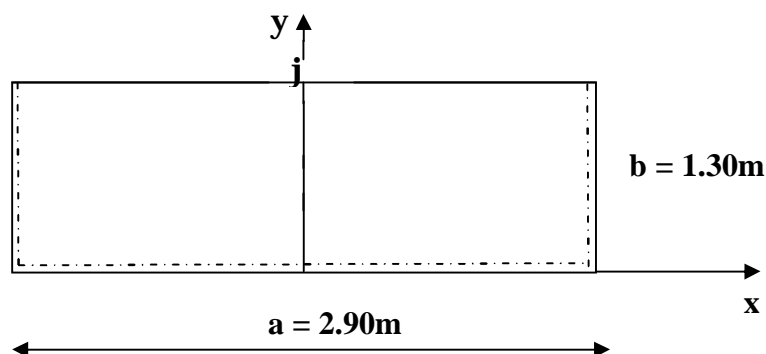
$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = \underline{13.82\text{KN/Ml.}}$$

III. Calcul des efforts internes :

Le calcul de fera à l'aide des abaques de GALERKIN et HAHN (voir aide-mémoire RDM Dunod)

Afin de faciliter les calculs nous allons considérer un panneau de dalle rectangulaire reposant sur 3appuis comme montré dans le schéma ci-dessous :



$$\rho = b/a = 1.30/2.90 = \underline{0.45}$$

À partir du rapport b/a on tire des de l'abaque de GALERKIN et HAHN les coefficients $\beta_1, \beta_3, \lambda_1, \lambda_2$.

Après interpolation des coefficients on retrouve les valeurs suivantes :

$$\beta_1 = 0.052$$

$$\beta_3 = 0.020$$

$$\lambda_1 = 0.265$$

$$\lambda_2 = 0.475$$

A) Moments fléchissant :

✓ Autour de xx : le moment est max au niveau du point j

$$M_y = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0.052 \times 13.82 \times 2.90^2 = \underline{6.04 \text{ KN.M.}}$$

✓ Autour de yy : le moment est max au centre du panneau

$$M_x = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0.020 \times 13.82 \times 2.90^2 = \underline{2.32 \text{ KN.M.}}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

✓ Autour de xx :

$$M_y = 0.85 \cdot M_x^{\max} = 0.85 \times 6.04 = \underline{5.13 \text{ KN.m}}$$

✓ Autour de yy :

$$M_x = 0.85 \cdot M_y^{\max} = 0.85 \times 2.32 = \underline{1.97 \text{ KN.m}}$$

B) Efforts tranchants :

✓ Dans le sens yy :

$$T_x = \lambda_2 \cdot q \cdot a \cdot b = 0.475 \times 13.82 \times 2.90 \times 1 = \underline{19.03 \text{ KN}}$$

✓ Dans le sens xx :

$$T_y = \lambda_1 \cdot q \cdot a \cdot b = 0.265 \times 13.82 \times 2.90 \times 1 = \underline{10.62 \text{ KN}}$$

IV. Ferraillage de la dalle :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=15cm).

✓ Armatures dans le sens yy :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.13 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (130)^2} = 0.021 \leq \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{5.13 \times 10^6}{348 \times 130 \times 0.990} = 1.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T10=3.90 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 20cm.

✓ Armatures dans le sens xx :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.97 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (130)^2} = 0.008 \leq \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{1.97 \times 10^4}{348 \times 130 \times 0.996} = 0.44 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4T10=3.14 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 25cm.

V. Vérification à l'ELU :

A) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

B) Condition de non fragilité : (Art B.7.4 /BAEL91)

✓ Dans le sens xx :

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2$$

Pour les aciers HA 400 $\longrightarrow W_0 = 0.0008$

$$W_0 (3-\rho) / 2 = \frac{0.0008 \left(3 - \frac{1.30}{2.90} \right)}{2} = \underline{0.001}$$

W_x : Rapport de la section tendue suivant xx par rapport à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_x}{S} = \frac{3.90}{130 \times 15} = \underline{0.002}$$

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2 \dots\dots\dots \checkmark$$

✓ Dans le sens yy :

La section minimale suivant yy doit vérifier la condition suivante :

$$W_y > W_0$$

W_y : Rapport de la section tendue suivant yy par rapport à la section totale du béton.

$$W_y = \frac{A_y}{S} = \frac{3.14}{130 \times 15} = \underline{\underline{0.0016}}$$

$$W_y > W_0 \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

C) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_{\max} = 19.03 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19.03 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.15 \text{ Mpa.}}}$$

$$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = \underline{\underline{1.16 \text{ Mpa}}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \checkmark$$

D) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

Calcul de τ_{se} :

✓ Dans le sens yy :

$$\sum U_i = 3.90 \times 5 \times 10 = 195 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.03 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 195} = 0.83 \quad \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{0.83 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres} \checkmark$$

✓ Dans le sens xx :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.62 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 125.6} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{0.62 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entrainement des barres} \checkmark$$

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend} \quad L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 16 \text{ cm}$

VI. Vérification à l'ELS :

A) Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = 6.35 + 3.5 = \underline{9.85 \text{ KN/m.}}$$

B) Moments fléchissant :

✓ Autour de xx : le moment est max au niveau du point j

$$M_x = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0.052 \times 9.85 \times 2.90^2 = 4.30 \text{ KN.M}$$

✓ Autour de yy : le moment est max au centre du panneau

$$M_y = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0.020 \times 9.85 \times 2.90^2 = 1.65 \text{ KN.M}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

✓ Autour de xx :

$$M_x = 0.85. M_x^{\max} = 0.85 \times 4.30 = \underline{3.65 \text{ KN.m}}$$

✓ Autour de yy :

$$M_y = 0.85. M_y^{\max} = 0.85 \times 1.65 = \underline{1.40 \text{ KN.m}}$$

C) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

D)Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

✓ Dans le sens yy :

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.90}{100 \times 13} \times 100 = 0.3$$

$$\rho_1 = 0.3 \Rightarrow k_1 = 43.14 \text{ et } \beta_1 = 0.914$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.65 \times 10^6}{0.914 \times 130 \times 390} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{78.76 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 78.76 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots \dots \dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{78.76}{43.14} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{1.82 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.82 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \checkmark$$

✓ Dans le sens xx

• Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \Rightarrow k_1 = 49.10 \text{ et } \beta_1 = 0.922$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.40 \times 10^6}{0.922 \times 130 \times 314} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{37.20 \text{ Mpa}}}$$

$$S_s = 37.20 \leq \bar{S}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } S_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{37.20}{49.10} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{0.75 \text{ Mpa}}}$$

$$S_{bc} = 0.75 \leq \bar{S}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

E) Etat limite de déformation :

La flèche max est au niveau du point j, elle est donnée par la formule suivante:

$$f = \frac{\psi \cdot p \cdot \alpha^4}{E \cdot h^3}$$

À partir du rapport b/a on tire des de l'abaque de GALERKIN et HAHN le coefficient ψ .

Après interpolation on retrouve la valeur suivante : $\psi = 0.047$

$$f = \frac{0.047 \times 9.85 \cdot 10^{-3} \times 2900^4}{10819.150^3} = \underline{\underline{0.89 \text{ mm}}}$$

La flèche admissible est :

$$f = 0.89 \text{ p mm} \bar{f} = 2 \text{ mm} \dots\dots\dots \underline{\underline{\text{Flèche admissible.}}}$$

✓ Conclusion : Les dalles pleines seront ferraillées comme suit

- Parties supérieure et inférieure :

1 T10 tous les 20 cm dans le sens yy.

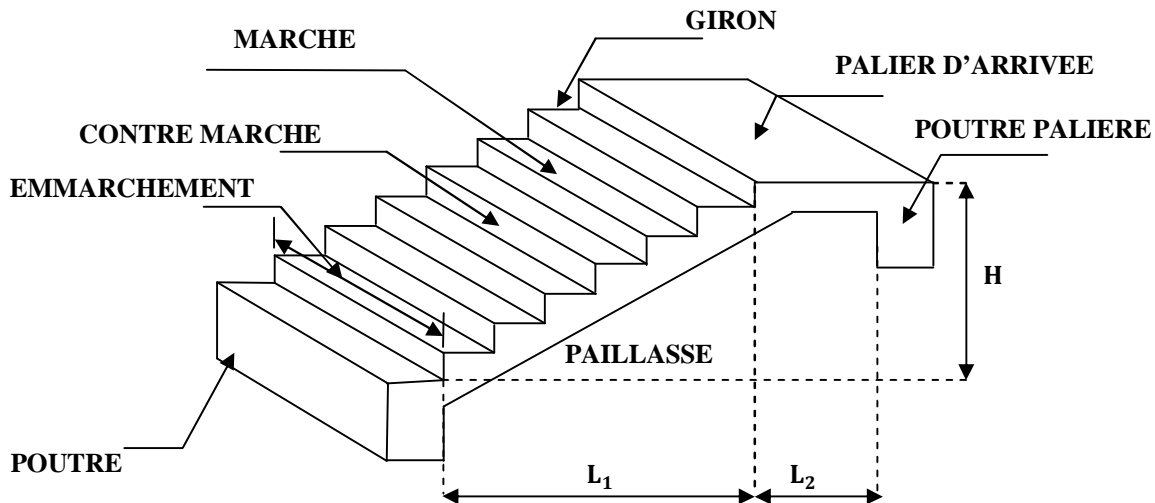
1 T10 tous les 25 cm dans le sens xx.

Calcul de l'escalier :

I. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

A) Terminologie et Définitions :



- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projetée de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

✓ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier du 1^{er} étage est à deux volées et un palier intermédiaire, quant aux escaliers des autres niveaux, ils sont à trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à trois volées et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à deux volées.

II. Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g + 2h = 64 \text{ cm} \dots \dots j$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$ et un giron $g= 27 \text{ cm}$.

A) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches.

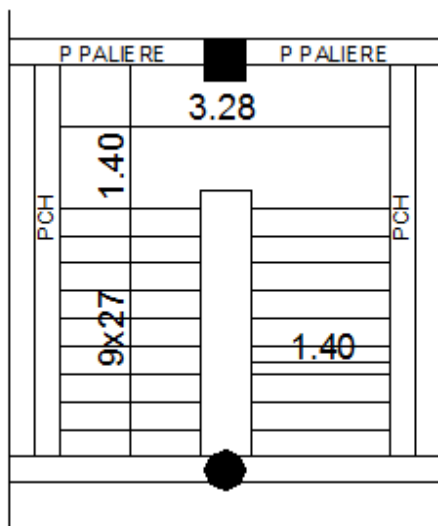
$H=340\text{cm}$; $h=17\text{cm}$; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} \rightarrow n=20$ contre marches.

Les 20 marches seront réparties de la manière suivante :

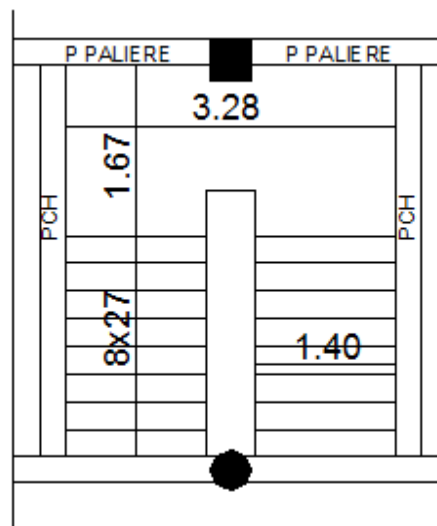
- Volée 1 et 2 : $n= 10$ contre marches ; Donc : $m=n-1 = 9$ marches.

$H=306\text{cm}$; $h=17\text{cm}$; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \rightarrow n=18$ contre marches.

- Volée 1 et 2 : $n= 9$ contre marches ; Donc : $m=n-1 = 8$ marches.



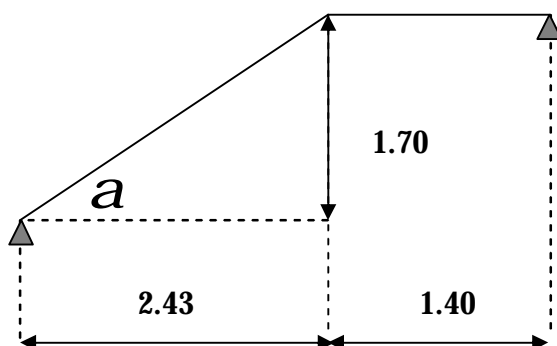
• Escalier des sous. Sols et RDC



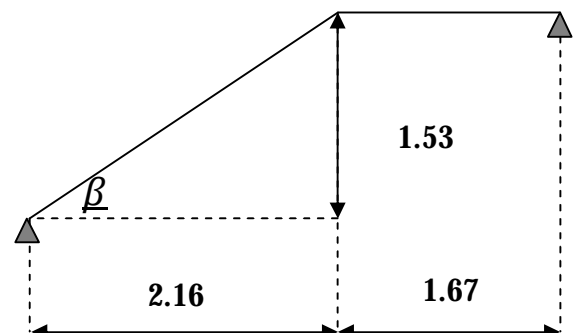
• Escalier des étages courant

Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :

Paillasse 1 :



Paillasse 2



B) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du BAEL91, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2 .$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.70}{2.43} = 0.699 \rightarrow \text{Donc } \alpha = 35^\circ .$$

$$\text{Donc : } L = \frac{2.43}{\cos 35} + 1.4 = 4.36 \text{ m.}$$

$$436 / 30 \leq e_p \leq 436 / 20 \rightarrow 14,53 \leq e_p \leq 21.80$$

✓ Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 17 \text{ cm}$.

III. Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

A) La volée :

- Poids des marches ($r = 25 \text{ KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ KN / m}$.
 - Poids de la paillasse ($r = 25 \text{ KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 35} \times 0.17 \times 25 = 5.19 \text{ KN/m}$.
 - Lit de sable ($r = 18 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
 - Mortier de pose ($r = 22 \text{ KN/m}^3$; $e = 0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$
 - Marbre (1cm; $r = 20 \text{ KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$
 - Poids du garde-corps..... $= 0,20 \text{ KN/m}$
 - Enduit de plâtre (2cm; $r = 10 \text{ KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}$
- G = 8.71 KN/m**

B) Le palier :

- Poids propre du palier..... $0,17 \times 1 \times 25 = 4.25 \text{ KN/m}$
 - Poids total du revêtement..... $0.36 + 0.44 + 0.2 + 0.2 = 1.2 \text{ KN/m}$
- G = 5.45 KN/m**

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kN / m** .

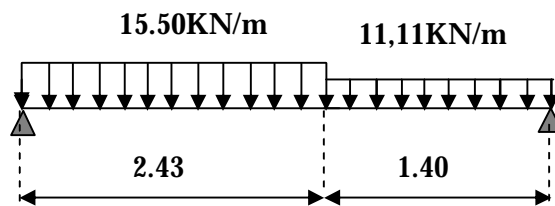
IV. Calcul des efforts internes :

A) Combinaison de charges à l'ELU :

- Volée : $q_u^v = 1.35 \times 8.71 + 1.5 \times 2.5 = \underline{15.50 \text{ KN/m.}}$
- Palier : $q_u^p = 1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 2.5 = \underline{11.11 \text{ KN/m.}}$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

B) Etude des paillasses 1 :



B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 53. \text{ KN.}$$

$$\sum M / _A = 0 \rightarrow \frac{15.50 \times 2.43^2}{2} + 11.11 \times 1.4 \times 3.13 = 3.83 R_B$$

$$\text{Donc: } R_A = 28.56 \text{ KN}$$

$$R_B = 24.66 \text{ KN.}$$

B-2) Calcul des efforts internes:

✓ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.43 \text{ m}$

$$\sum M / _\delta = 0$$

$$M_z = -7.75x^2 + 28.56x$$

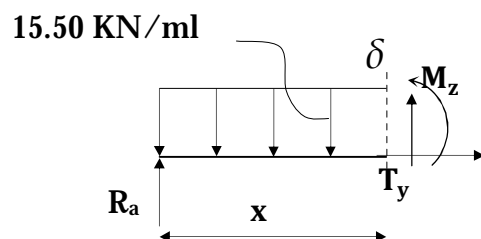
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.43 \rightarrow M_z = 23.63 \text{ KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 15.50x - 28.56$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -28.56 \text{ KN.}$
- Pour $x=2.43 \rightarrow T_y = 9.10 \text{ KN}$

$$M_z \text{ atteint la valeur max à } x = \frac{28.56}{15.50} = 1.84 \text{ m}$$

$$\text{En injectant } x = 1.84 \text{ dans } M_z \text{ on obtient } M_z^{max} = 26.31 \text{ KN.m}$$



▼ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40\text{m}$

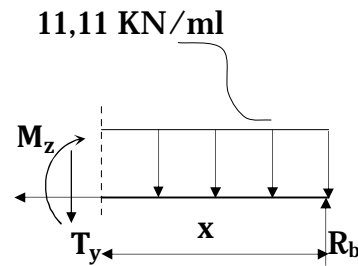
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -5.55x^2 + 24.66x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.40 \rightarrow M_z = 23.64\text{KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -11.11x + 24.66$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 24.66\text{KN}$.
- Pour $x=1.40 \rightarrow T_y = 9.10\text{KN}$



▼ Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

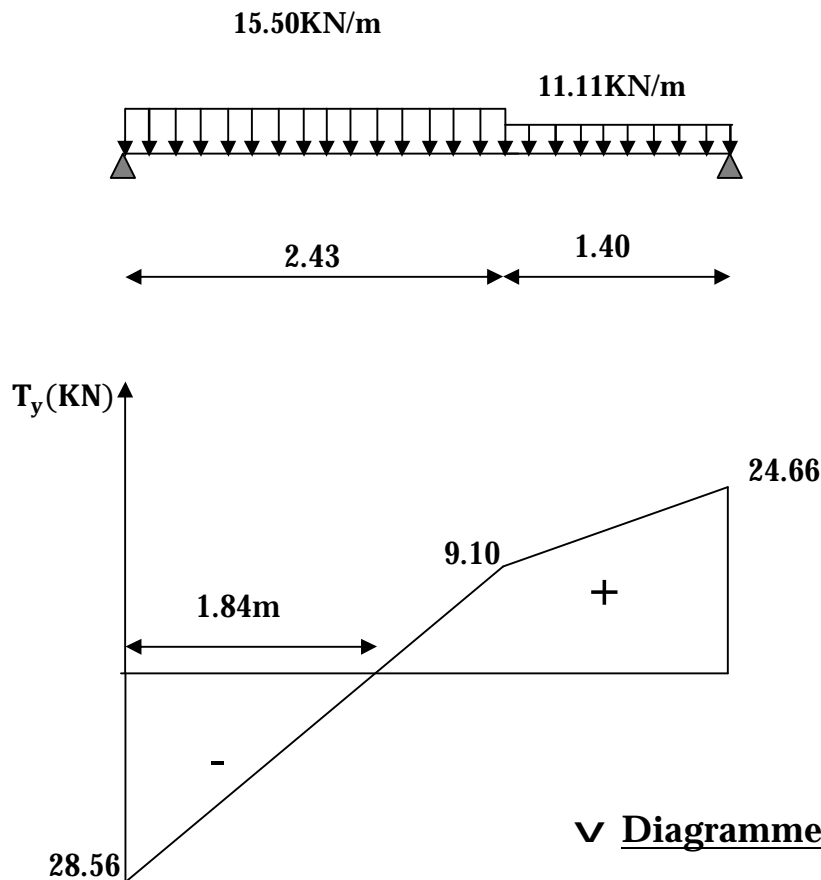
-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 26.31 = -7.89\text{KN.m}$$

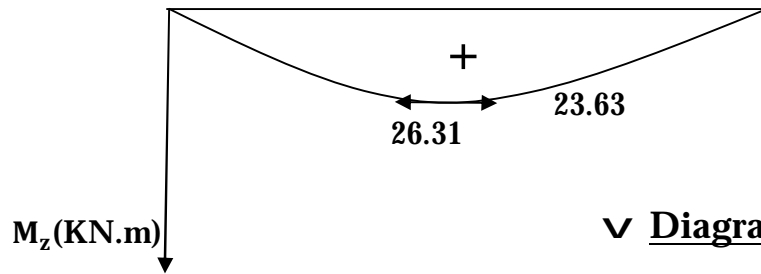
-En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 26.31 = 22.36\text{KN.m}$$

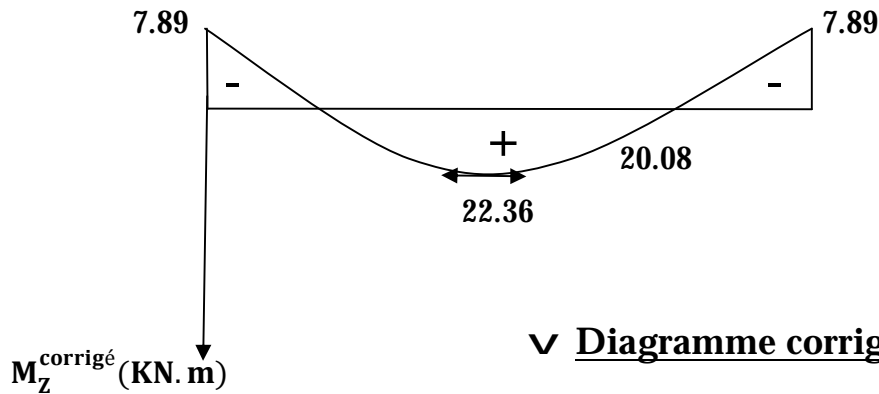
B-3) Diagramme des Efforts internes:



▼ Diagramme efforts tranchants

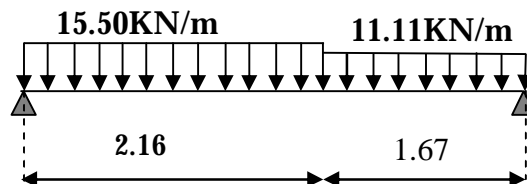


✓ Diagramme Moment fléchissant



✓ Diagramme corrigé moment fléchissant

C) Etude de paillasse 2:



En suivant les mêmes étapes que la paillasse 1 on obtient les résultats suivants :

R_A	R_B	1 ^{er} tronçon $0 \leq x \leq 2.16$						2 ^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 1.67$			
		$M_Z(0)$ (KN.m)	$M_Z(2.16)$ (KN.m)	$T_Y(0)$ (KN)	$T_Y(2.16)$ (KN)	X (m)	M_Z^{max} (KN.m)	$M_Z(0)$ (KN.m)	$M_Z(1.67)$ (KN.m)	$T_Y(0)$ (KN)	$T_Y(1.67)$ (KN)
28.44	24.31	0	24.84	-28.44	5.44	1.73	25.73	0	24.84	24.31	5.44

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

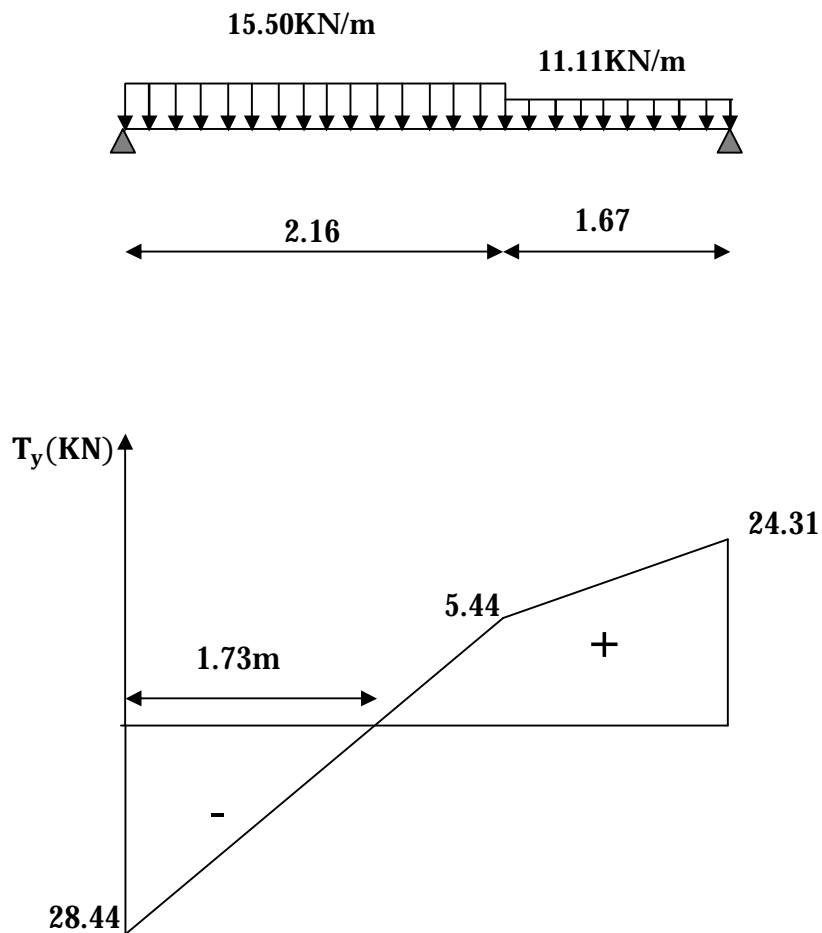
-Aux appuis :

$$M_{a2} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 25.73 = -7.72 \text{ KN.m}$$

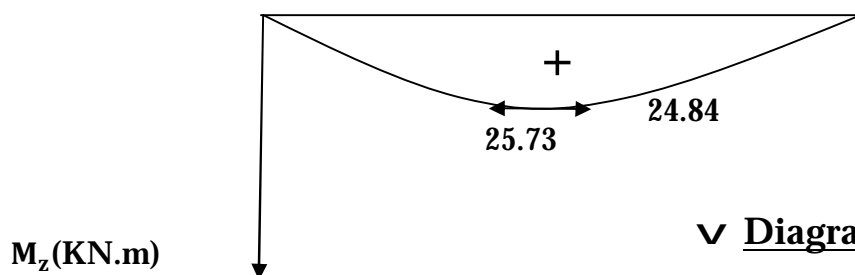
-En travée :

$$M_{t2} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 25.73 = 21.87 \text{ KN.m}$$

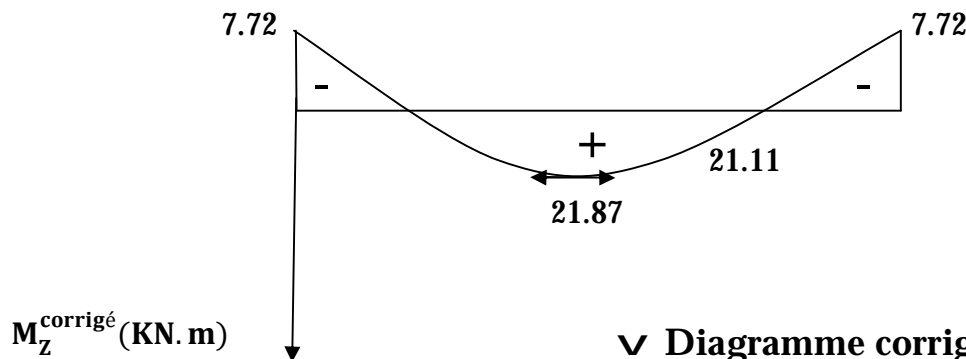
Diagramme des Efforts internes:



▼ Diagramme efforts tranchants



▼ Diagramme Moment fléchissant



V. Ferraillage des paillasse 1:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=17\text{cm}$).

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{22,36 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (150)^2} = 0,07 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st1} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{22,36 \times 10^6}{348 \times 150 \times 0,964} = 4,44 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T12=6.78 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 15cm.

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st1}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.

VI. Ferraillage des paillasse 2:

1- Armatures longitudinales :

En suivant les mêmes étapes que la paillasse 1 on obtient :

$$A_{st} = 4,35 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T12=6.87 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 15cm.

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st2}}{4} = \frac{6.87}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 15cm.**

VII. Vérifications à l'ELU

A) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Paillasse1: } A_{\text{ad}} = 6\text{T12} = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

$$\checkmark \text{ Paillasse 2 : } A_{\text{ad}} = 6\text{T12} = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \underline{3.33\text{Mpa.}}$

✓ Calcul de τ_u^{\max} :

$V_{\max} = 28.56 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{28.56 \times 10^3}{1000 \times 150} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{0.190 \text{ Mpa.}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires ✓

D) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se} = \underline{3.15 \text{ Mpa.}}$

Calcul de τ_{se} :

✓ Paillasse 1 et 2:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.56 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 226.08} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{0.93 \text{ Mpa.}}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres ✓

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 28.56 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = \underline{\underline{0.42 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

G) Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

✓ Paillasse 1 et 2 :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{28.56.10^3}{348.100} = 0,82 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes ✓

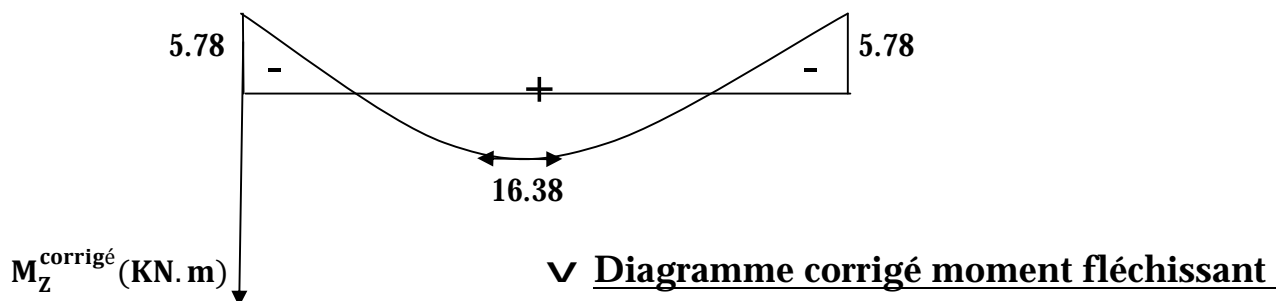
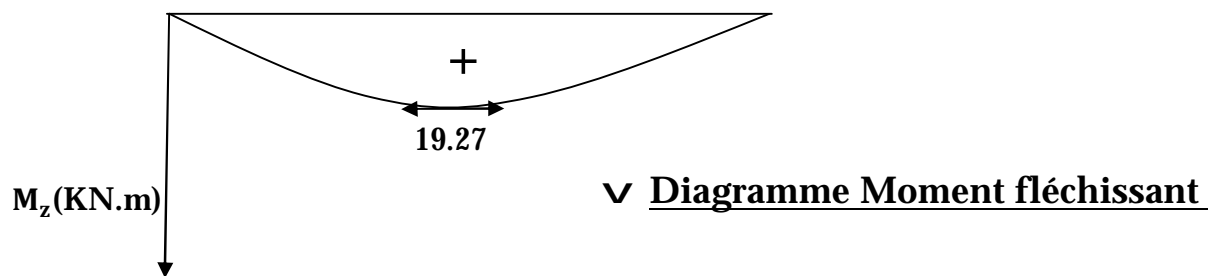
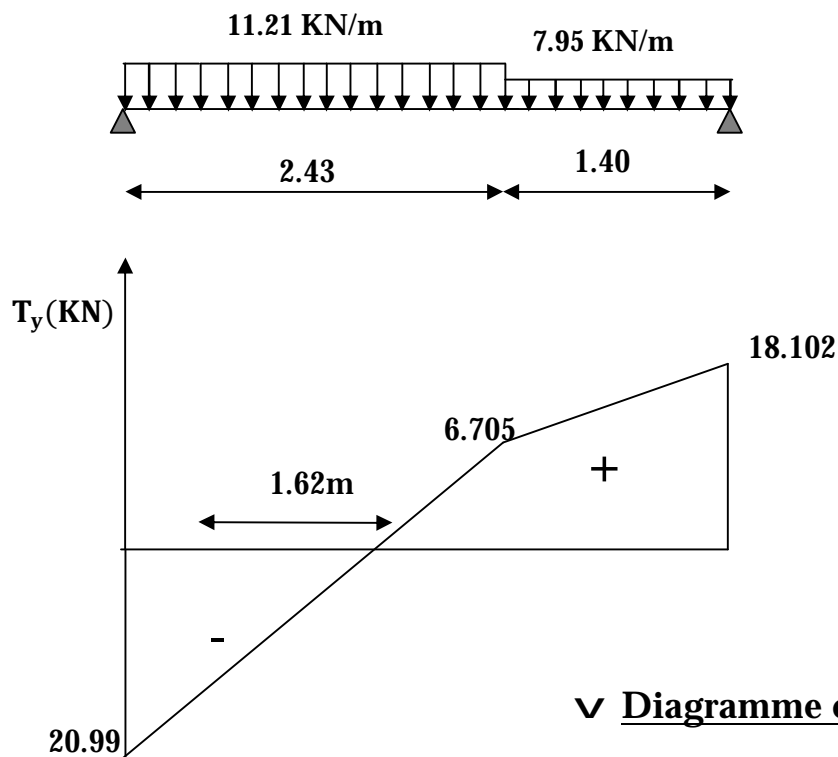
VIII. Vérification à l'ELS :

A) Combinaison de charges à l'ELS :

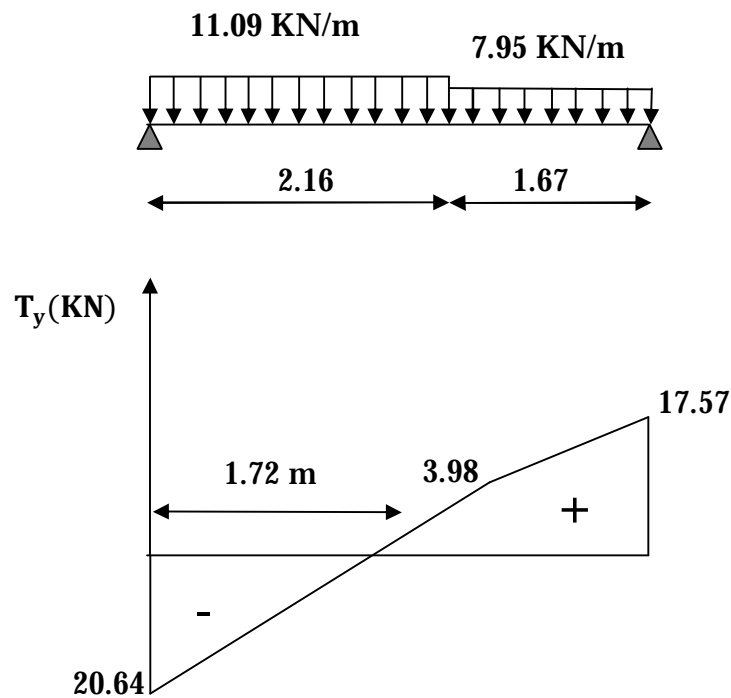
Volée : $q_u^v = 8.71 + 2.5 = 11.21 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_u^p = 5.45 + 2.5 = 7.95 \text{ KN/m}$.

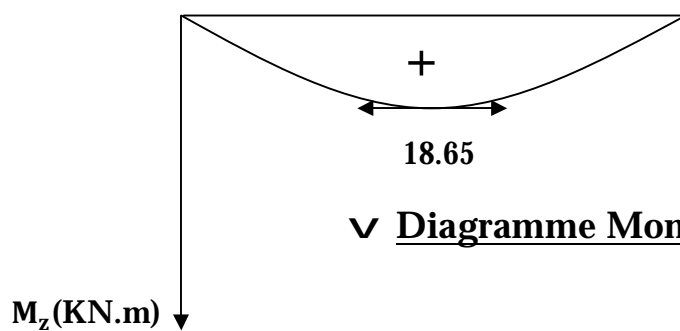
B) Diagramme des Efforts internes des paillasse 1 :



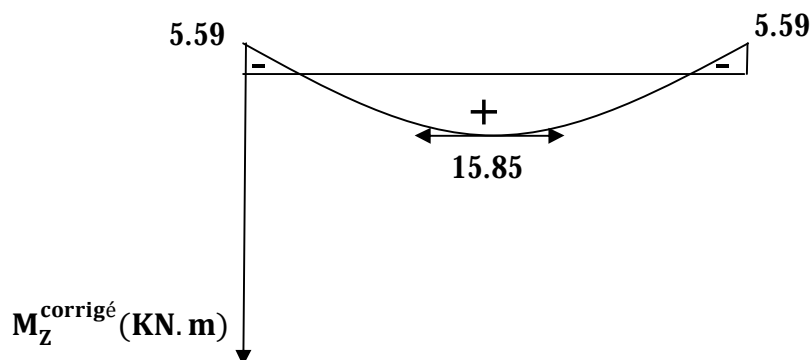
C) Diagramme des Efforts internes de la paillasse 2:



✓ Diagramme efforts tranchants



✓ Diagramme Moment fléchissant



✓ Diagramme corrigé moment fléchissant

D) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

E) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

✓ **Paillasse 1 et 2:**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 15} \times 100 = 0.452$$

$$\rho_1 = 0.452 \Rightarrow k_1 = 34.02 \text{ et } \beta_1 = 0.898$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.38 \times 10^6}{0.898 \times 150 \times 678} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{178.59 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 178.59 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{179.35}{34.02} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{5.27 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.27 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

F) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{17}{383} = 0.044.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

✓ Paillasse 1et 2 :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3830}{500} = 7.66mm$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

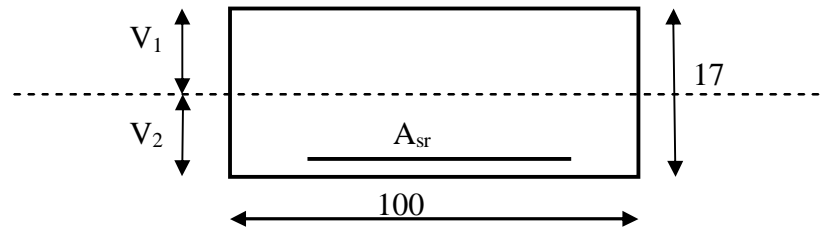
E : Module de déformation différé =10819Mpa(voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + m \cdot I_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

m, I_v : Coefficients.



✓ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = \underline{1801.7 \text{ cm}^2}$$

✓ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15 = 15975.5 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = \underline{15975.5 \text{ cm}^3}$$

✓ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{15975.75}{1801.7} = 8.87 \text{ cm} ; \text{ Donc : } V_1 = 8.87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.87 = 8.13 \text{ cm} ; \text{ Donc : } V_2 = 8.13 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (8.87^3 + 8.13^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.78 (8.13 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{\underline{44996 \text{ cm}^4}}$$

✓ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 15} = 0,0045$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0045 \times (2 + 3)} = 4.67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{\underline{1.868}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.0045 \times 178.59 + 2.1} = 0.324$$

$$m = \underline{\underline{0.308}}$$

✓ Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 44996}{1 + 1.868 \times 0.308} = 116554.57 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{\underline{31418.91 \text{ cm}^4}}$$

✓ Calcul de flèche :

$$f = \frac{16.31 \times (3830)^2 \times 10}{10819 \times 31418.91} = 7.04 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{7.04 \text{ mm}}}$$

$$f = 7.04 \text{ mm} \quad \bar{p} \quad \bar{f} = 7.8 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$$

IX. Calcul de la poutre palière :

Etant donné que l'escalier a un seul palier de repos, la poutre palière est encastree à ses extrémités dans les poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire.

A) Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- Avec :
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=315-40=275 \text{ cm}$$

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \Rightarrow 18.33\text{cm} \leq h \leq 27.5\text{cm} ;$$

On opte pour : h = 30cm

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} ;$$

On opte pour : b = 25 cm

✓ Vérification des conditions sur RPA :

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

$$b=25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.2 < 4$$

Section adoptée :

$$\text{Poutre palière} \Rightarrow (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

B) Détermination des Charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2.94 \text{ KN/M}^2$).

✓ Poids propre de la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre } 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN / ml.}$$

✓ Chargement dû aux réactions du palier :

Réaction du palier (ELU): $R_u = 28.56 \text{ KN}$.

Réaction du palier (ELS) : $R_s = 20.99 \text{ KN}$.

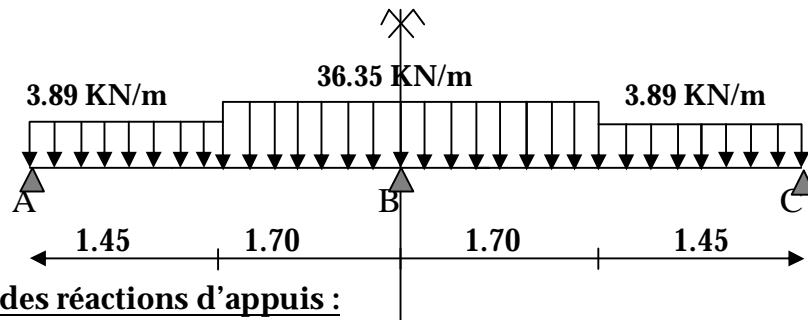
✓ Chargement dû au poids du mur extérieur : $G_{me} = 2.94 \text{ KN/m}^2$ (voir chapitre 2)

Poids du mur extérieur = $2.94 \times 1.325 = 3.89 \text{ KN/m}$

C) Calcul des efforts internes :

1) Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35(3.89 + 1.875) + 28.56 = 36.35 \text{ KN/ML.}$$



2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = 21.01 \text{ KN ET } R_C = 21.01 \text{ KN.}$$

$$R_B = 46.42 \text{ KN.}$$

✓ Tronçon pour : $0 \leq x \leq 3.15 \text{ m}$

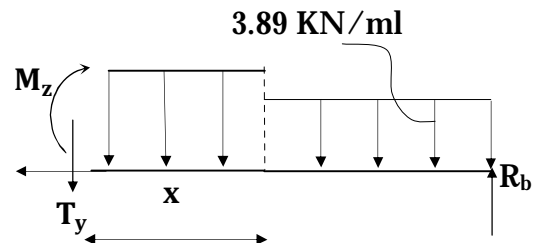
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -5.64x(x-0.725) - 36.35x(x-1.45)x((x-1.45)/2) + 20.01x.$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 34.64 \text{ KN.m}$
- Pour $x=3.15 \rightarrow M_z = -3.16 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -5.64 - 36.35x + 52.70 + 20.01$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 67.07 \text{ KN}$.
- Pour $x=3.15 \rightarrow T_y = -47.43 \text{ KN}$



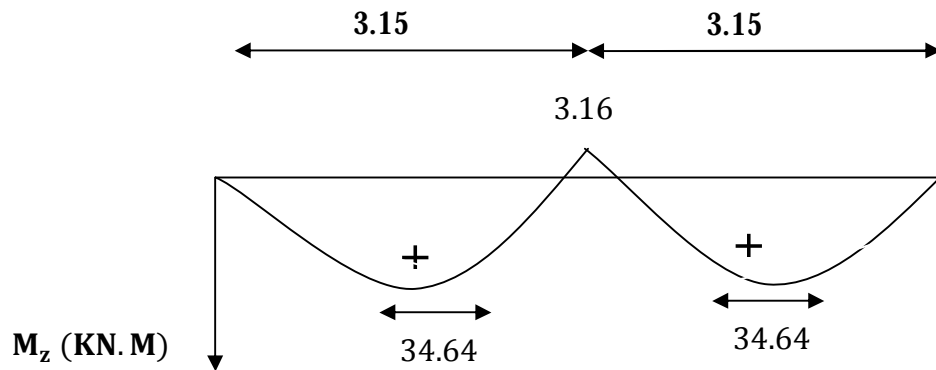
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

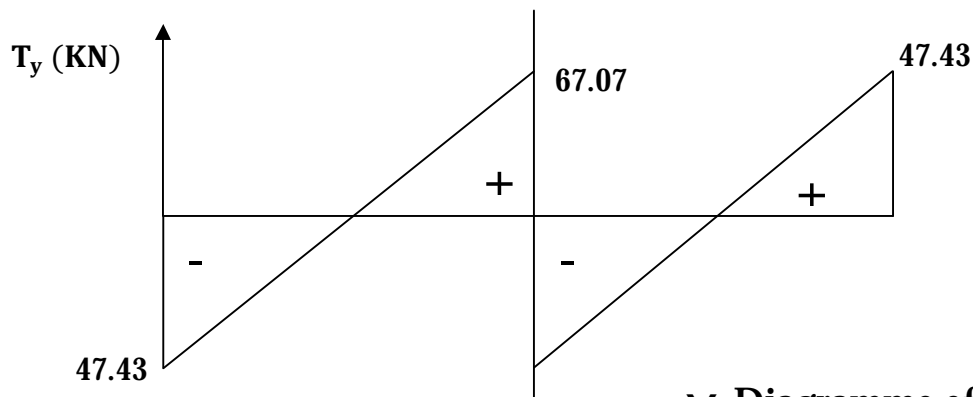
$$M_a = -0.3. M_z^{\max} = -0.3 \times 34.64 = -10.36 \text{ KN.m}$$

-En travée :

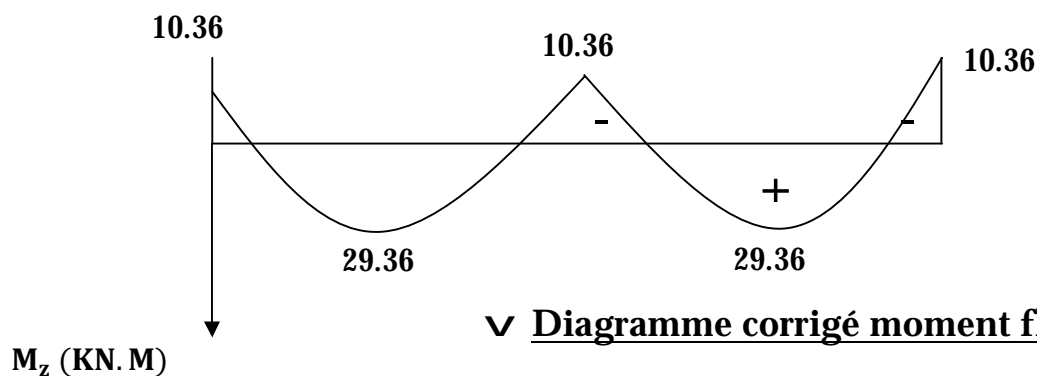
$$M_t = 0.85. M_z^{\max} = 0.85 \times 34.64 = 29.36 \text{ KN.m}$$



✓ Diagramme moment fléchissant



✓ Diagramme efforts tranchants



✓ Diagramme corrigé moment fléchissant

C) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{a \max} = 10.36 \text{ KN.m}$
- $M_{t \max} = 34.64 \text{ KN.m}$

▼ En travée :

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = \underline{34.64 \text{ KN.m}}$

$$m = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34.64 \times 10^5}{30 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$m = 0.082 < m_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0.067 \Rightarrow b = 0.957$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{34.64 \times 10^5}{0.957 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 3.35 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA12 = 6.78 cm².

▼ Aux appuis :

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = \underline{10.36 \text{ KN.m}}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.36 \times 10^5}{30 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.9855$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.36 \times 10^5}{0.9855 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA12 = 3.39 cm².

▼ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_{s \text{ totale}} = 3\text{HA12} + 3\text{HA14} = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$$

D) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

▼ En travée:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 4.62\text{cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\checkmark$$

✓ Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1.16\text{cm}^2$$

$$A_{ad} = 3.39\text{cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\checkmark$$

2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

✓ Calcul de τ_u :

$$V_{\max} = 12.62 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{67.07 \times 10^3}{300 \times 320} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.58\text{Mpa}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\checkmark$$

3) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa}}}$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{67.07 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.1} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{1.72 \text{ Mpa.}}$$

$$t_{se} < \bar{t}_{se} \dots\dots\dots \checkmark.$$

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 40.61 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.
D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

✓ Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{56,1 \cdot 10^3}{348.100} = 1.61 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots\dots\dots$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 51,6 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 320} = \underline{\underline{1,19 \text{ Mpa}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13,33 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

7) Calcul des armatures transversales :

7-1) Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \underline{\underline{\varphi_t = 8 \text{ mm}}}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

✓ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{(0,58 - 0,3 \times 2,1) 1,15 \times 30} \text{ p } 0$$

Le béton parvient à lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement, cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

7-2) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t \leq \min(31,5 ; 40\text{cm}) = \underline{\underline{31,5}}$$

✓ Exigences du RPA pour les aciers transversaux :(Art 7.5.2.2/RPA2003)

• Zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = \min (8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (31.5 \text{ cm} ; 8.75 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}.$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{8 \text{ cm}}.$

• Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (31.5 \text{ cm} ; 17.5 \text{ cm}) = 17.5 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{15 \text{ cm}}$

• Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots\dots\dots \checkmark.$$

✓ Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91):

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b st}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

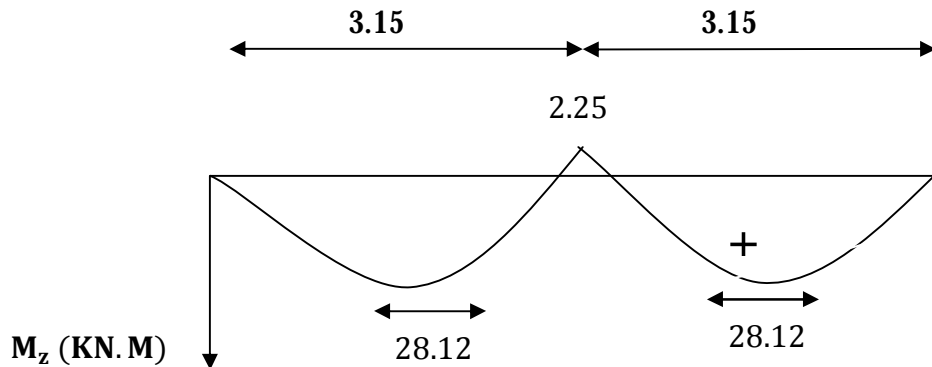
$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL} \dots\dots\dots \checkmark.$$

X. Vérification à l'ELS :

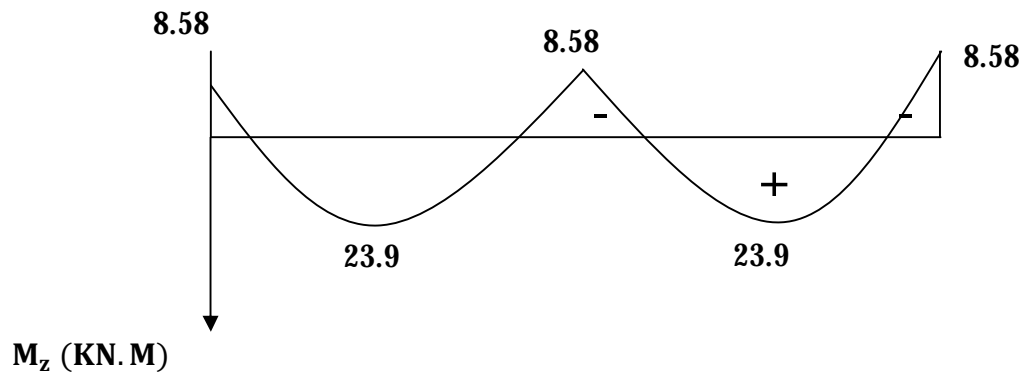
✓ Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_u = (3.89 + 1.875) + 20.99 = 27.51 \text{ KN/Ml.}$$

A) Diagramme des moments à l'ELS:



✓ Diagramme moment fléchissant



✓ Diagramme corrigé moment fléchissant

B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

✓ En travée :

- Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 32} \times 100 = 0.481$$

$$\rho_1 = 0.481 \Rightarrow k_1 = 32.62 \text{ et } \beta_1 = 0.895$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{23.9 \times 10^6}{0.895 \times 320 \times 462} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{199.14 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 199.14 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark.$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{199.14}{38.19} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{5.21 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.21 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark.$$

✓ Aux appuis :

• Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 32} \times 100 = 0.353$$

$$\rho_1 = 0.269 \Rightarrow k_1 = 39.35 \text{ et } \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.58 \times 10^6}{0.908 \times 320 \times 339} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{95.33 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 95.33 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark.$$

• Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{95.33}{39.35} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{2.42 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 2.42 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark.$$

D) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.116$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0048$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{28.12}{10 \times 23.9} = 0.085$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

✓ **Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 3HA12 filantes pour le lit inférieur et supérieure.
- 3HA 12 armatures chapeaux.

Armatures transversales.

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

Calcul de la dalle de la salle machine

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1.95 \times 2.15) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre II).

I- Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1.95 \div 2.15 = 0.90$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

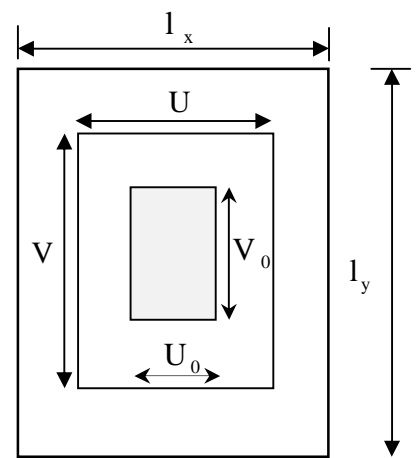
✓ Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients m_x et m_y sont donnés en fonction du rapport r_x et du coefficient de Poisson u .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.



- Etat limite ultime (ELU) : $u=0$

$$\rho = 0.90 \rightarrow \mu_x = 0.0458 \text{ et } \mu_y = 0.778$$

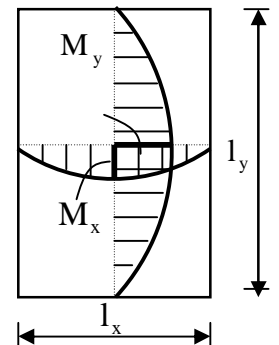
$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1\text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1\text{KN/ml.}$$

$$qu = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{uxl} = 0.0458 \times (8.0475) \times (1.95)^2 = 1.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.778 \times 1.40 = 1.09 \text{ KN.m}$$



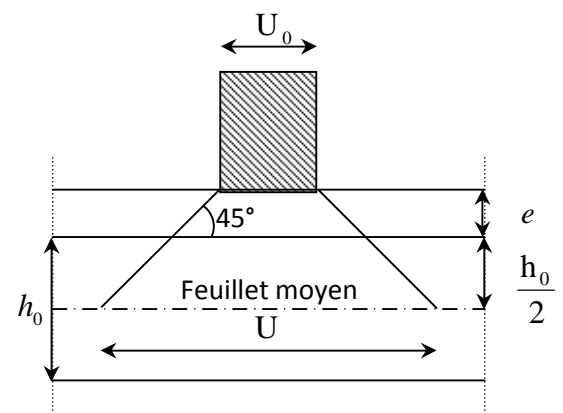
- Etat limite de service (ELS) : $u=0.2$

$$\rho = 0.90 \rightarrow m_x = 0.0529 \text{ et } m_y = 0.846$$

$$qs = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sxl} = 0.0529 \times (5.85) \times (1.95)^2 = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.846 \times 1.17 = 1.00 \text{ KN.m}$$



✓ Moments dus a la charge localisée :

$$M_x = P.(M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = P.(v.M_1 + M_2)$$

M_1 , M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de r_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0 \quad U = U_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

$$\underline{A.N} : U = U_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m} = V_0$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.95} = 0.54 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{2.15} = 0.50.$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0.089 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.073$$

• Etat limite ultime (ELU) : $u = 0$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.089 = 10.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.073 = 8.87 \text{ KN.m}$$

• Etat limite de service (ELS) : $u = 0.2$

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 90 \times (0.089 + 0.2 \times 0.073) = 9.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + v \cdot M_1) = 90 \times (0.073 + 0.2 \times 0.089) = 8.17 \text{ KN.m}$$

✓ Superposition des moments :

• ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.4 + 10.81 = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 1.09 + 8.87 = 9.96 \text{ KN.m}$$

• ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1.17 + 9.32 = 10.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 1.00 + 8.71 = 9.71 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

• En travée :

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.21 = 10.37 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.96 = 8.46 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

• En appuis :

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0.3 \times M_x = 0.3 \times 12.21 = 3.66 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0.3 \times M_y = 0.3 \times 9.96 = 3.00 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

II- Ferraillage du panneau :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($dx=13\text{cm}$ et $dy=12\text{cm}$).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right)$$

Zone	Sens	Mu(KN.m)	μ	β	A(cm ²)	Aadoptée(cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	10,37	0,043	0,979	2,34	5HA12=5.65	20 cm
Sur appuis	X-X	3,66	0,015	0,993	0,81	5HA10=3.92	20 cm
En travée	Y-Y	8,46	0,036	0,982	1,9	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis	Y-Y	3,00	0,012	0,994	0,66	5HA10=3.92	20 cm

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III- Vérifications à l'état limite ultime :

• A) Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ Direction principale :

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \checkmark$$

✓ Direction secondaire :

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \checkmark$$

• B) Diamètre maximal des barres :

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 12\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots\dots\dots \checkmark$$

• C) Condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\text{‰}$

✓ Direction principale :

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.83)/2 = 0.000868.$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 0.000868 \times 100 \times 15 = 1.302\text{cm}^2 < 5.65\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_x^t \dots\dots\dots \checkmark$$

✓ Direction secondaire :

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.83)/2 = 0.000868.$$

$$A_y \geq 0,8\text{‰} \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t \dots\dots\dots \checkmark$$

• **D) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

○ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

○ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{121.5}{2 \times (1.05 + 1.05)} = 29.00 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.30 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.30 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \checkmark$$

• **E) Condition de non poinçonnement :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U + V) = 4.2\text{m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N: $0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 708.75 \text{ KN} \geq 121.5 \text{ KN.}$

La condition est vérifiée ® Aucune armature transversale n'est nécessaire.

IV- Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

○ **En travée :**

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.49 = 8.91 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.71 = 8.25 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

○ **En appuis :**

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.49 = 3.15 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0.3 \times M_y = 0.3 \times 9.71 = 2.90 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Zone	Sens	Ms(KN.m)	μ	β	A(cm ²)
En travée	X-X	8,91	0,035	0,777	2,43
Sur appuis	X-X	3,15	0,012	0,839	0,799
En travée	Y-Y	8,25	0,032	0,781	2.06
Sur appuis	Y-Y	2.90	0,011	0,843	0,68

Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

• **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{195} = 0.077 \geq \frac{10.37}{20 \times 10.49} = 0.050 \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \checkmark$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

Sens x-x :

Lit inférieur : 5 HA12/ml avec un espacement de 20cm.

Lit supérieur : 5 HA10/ml avec $e = 20\text{cm}$.

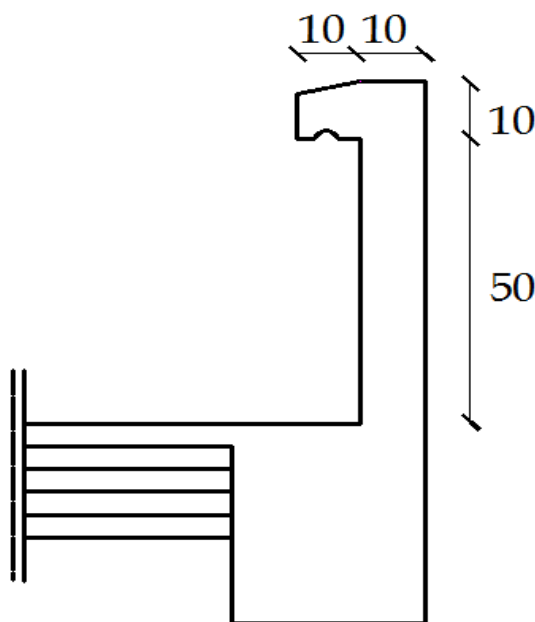
Sens y-y :

Lits inférieur et supérieur : 5 HA10/ml avec $e = 20\text{cm}$.

Calcul de l'acrotère

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G du a son poids propre, et a un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

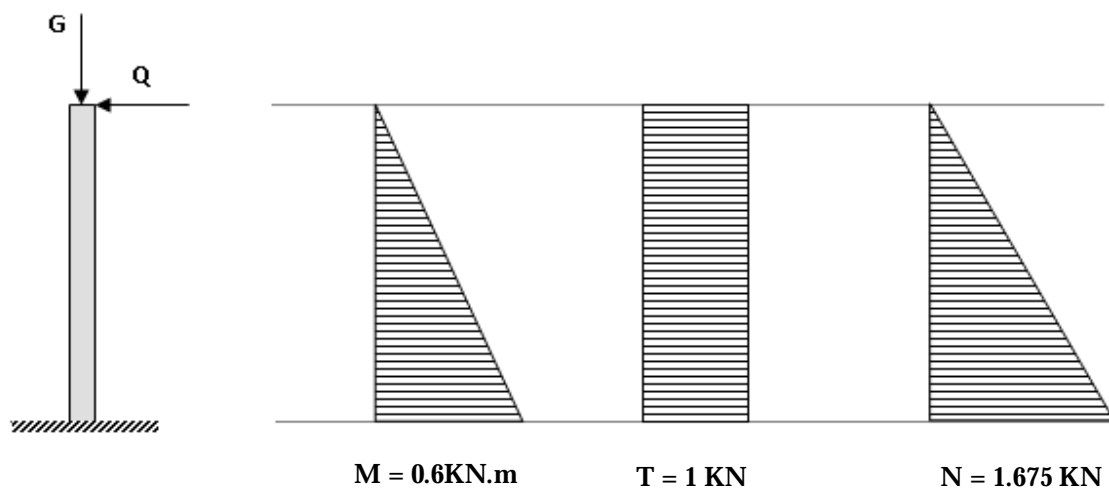


Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

I. Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère : $G = 1.675 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KNm}$.

Diagramme des efforts internes (M, N, T) :



II. Combinaisons de charges :

a- Etat limite ultime :

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

• Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$$

• Effort tranchant :

$$T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant :

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

b- Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

• Effort normal de compression :

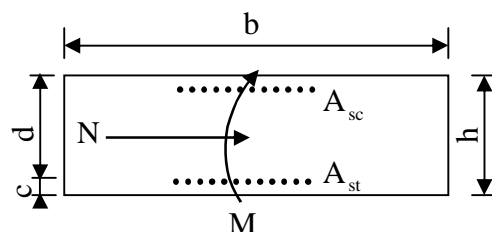
$$N_s = N = 1.675 \text{ KN}$$

• Effort tranchant :

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant :

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN.m}$$



III. Ferraillage de l'acrotère :

a- Etat limite ultime :

Ø Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} \approx 0,39m \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03m$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une section partiellement comprimée.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

• Etape fictive :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,26 \times (0,05 - 0,02) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,97 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,0106 < \mu_{id} = 0,186 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0,995} \approx 0,35 \text{ cm}^2$$

• Etape réelle :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

IV. Vérifications :

A° Condition de non fragilité :

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

✓ Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,358m.$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{35,8 - 0,455 \times (8)}{35,8 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,905 \text{ cm}^2$$

$A_s \nless A_{MIN}$ Condition non vérifiée.

Le ferraillage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 1.67\text{cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

B° Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,0187\text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 1.16\text{Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

C° Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}.$$

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$.

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 12.56 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.165 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.165 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark$$

D° Ancrage des barres : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_c}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} \rightarrow l_s = 25.39 \text{ cm}.$$

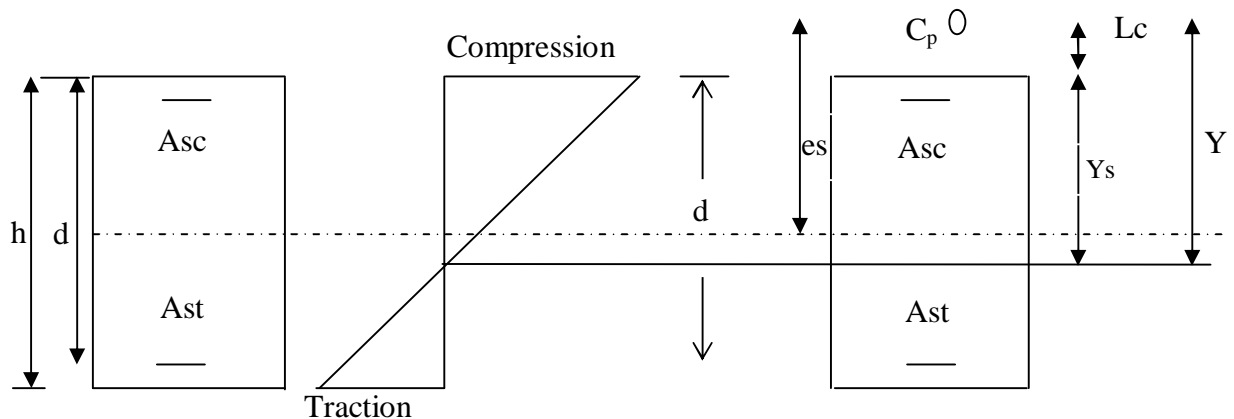
On adoptera $l_s = 30\text{cm}$.

E° Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant préjudiciable.

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Rightarrow \eta = 1.6$

Répartition des contraintes dans l'acrotère :



Lc : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$Lc = (h/2) - e_s = (10/2) - 40 = -35 \text{ cm.}$$

La résolution de l'équation suivante nous permettra de trouver la valeur de Y.

$$Y^3 + pY + q = 0$$

$$P = -3Lc^2 - 90Asc \frac{Lc - d'}{b} + 90Ast \frac{d - Lc}{b}$$

$$Asc = Ast = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$P = -3 \cdot (-35)^2 + 90 \times (2,51) \times \frac{(8 + 35)}{100}$$

$$P = -3577,86.$$

$$q = -2Lc^3 - 90Asc \frac{(Lc - d')^2}{b} - 90Ast \frac{(d - Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-35)^3 - 90 \times (2,51) \times \frac{(8 + 35)^2}{100}$$

$$q = 81573,10.$$

$$y^3 - 3577,86y + 81573,10 = 0$$

La résolution de l'équation donne :

$$Y1 = 37.27$$

$$Y2 = -69$$

$$Y3 = 31.71$$

$$0 < y_{ser} < d = 80 \text{ cm.}$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y^1_{ser} = 37.27 - 35 = 2.27 \text{ cm.....CV.}$$

$$y^2_{ser} = -69 - 35 = -104 \text{ cm.....CNV.}$$

$$y^3_{ser} = 31.71 - 35 = -3.29 \text{ cm.....CNV.}$$

Calcul de l'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n [A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - d')^2] \quad ; n=15.$$

$$I = \frac{100 \cdot 2,27^3}{3} + 15 [2,51(8 - 2,27)^2] = 1626,06 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton : [BAEL91/A.4.5,2] :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,372 \times 1,675 \times 10^3}{1626,06 \times 10^{-8}} \times 2,27 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_{bc} = 0,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.....}\checkmark$$

- **Vérification des contraintes dans l'acier : [BAEL91/A.4.5,33] :**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \cdot \frac{0,372 \times 1,675 \cdot 10^3}{1626,06 \cdot 10^{-8}} (0,08 - 2,27 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_s = 32,94 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa.....}\checkmark$$

F° vérification au séisme : [RPA 99 /Art.6.2.3]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot W_P$$

Avec :

○ A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas A= 0.15
(zone IIa et groupe d'usage 2).

○ CP : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8).

L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_P = 0.8$

○ Wp : poids de l'élément considéré (WP = 1.675 KN/ml)

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.8 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F_P < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \sqrt{}$$

✓ Conclusion : L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : 5 HA8/ml avec e= 20cm.

Armatures de répartition : 4 HA8/ml avec e= 25cm.

Calcul de la cage d'ascenseur :

Les murs de la cage d'ascenseur sont réalisés en béton armé, leur calcul s'effectuera en deux étapes.

- Première étape : descente de charges effectuées par le logiciel ETABS.
- Deuxième étape : ferrailage des murs en les assimilant à des voiles pleins.
On prend l'épaisseur des murs $e=15\text{cm}$.

Ø Zone I : sous sol 1, sous sol 2, RDC

Ø Zone II : 1er ; 2^{ème} ; 3^{ème}

Ø Zone III : 4^{ème} ; 5^{ème} ; 6^{ème} ; 7^{ème}

- Première étape : descente de charges

Story	Load	P (KN)	M2 (KN.m)
ETAGE7	ELU	-900.4	-269.04
ETAGE6	ELU	-997.22	-269.04
ETAGE5	ELU	-1094.04	-269.04
ETAGE4	ELU	-1190.86	-269.04
ETAGE3	ELU	-1287.68	-269.04
ETAGE2	ELU	-1384.5	-269.04
ETAGE1	ELU	-1481.32	-269.04
RDC	ELU	-1578.14	-269.04
SSOL2	ELU	-1685.72	-269.04
SSOL1	ELU	-1793.3	-269.04

- Deuxième étape : ferrailage des cloisons

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

niveaux		<u>Zone I</u>	<u>Zone II</u>	<u>Zone III</u>
L	m	2.15	2.15	2.15
S	m²	0.3225	0.3225	0.3225
σ_{\max}	KN/m²	1758.00	1436.90	1137.90
σ_{\min}	KN/m²	1465.90	1144.70	845.71
nature de la section		<u>SEC</u>	<u>SEC</u>	<u>SEC</u>
d	m	0.7	0.7	0.7
σ_d	KN/m²	1666.89	1341.76	1042.76
σ_m	KN/m²	1710.44	1389.83	1090.33
N	KN	551.62	448.22	351.63
A_v	cm²	0	0	0
A_{min}	cm²	2.80	2.80	2.80
choix par nappe		3HA10	3HA10	3HA10
Aadoptée	cm²	4.68	4.68	4.68

Modélisation de la structure :

I. Présentation du logiciel ETABS :

-L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc.

-Le logiciel est basé sur la méthode des éléments finis (MEF), il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse et comprenne le processus de la phase de résolution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calculs.

-La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments

-Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale ,elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connu sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

II. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- j** -Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- k**-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- l** - Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- m**-Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- n**-Affectation des charges revenant aux éléments.
- o**-Introduction des combinaisons d'actions.
- p**-Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- q**-Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- r** -Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- j i** -Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

1. Introduction de la géométrie du modèle :

Etape 1 : La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure

1) Choix des unités:

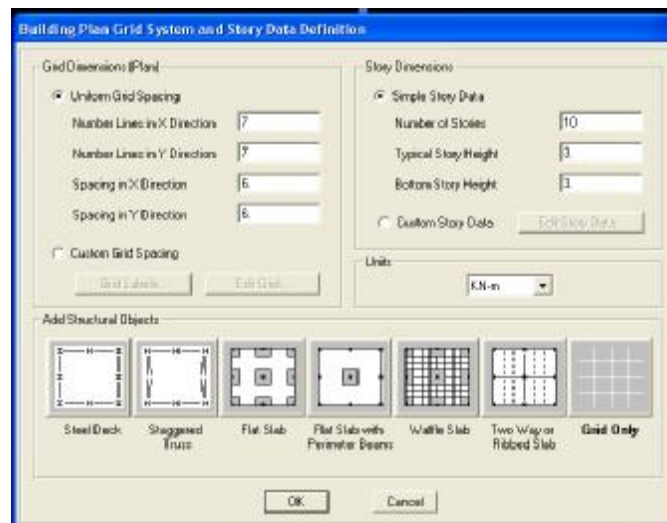
Au bas de l'écran, on sélectionne KN et m comme unités de base pour les forces et déplacements.

2) Géométrie de base

En haut de l'écran dans File on sélectionne New model, On clique sur NO .



Puis sur Grid Only afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier le nombre de lignes de grilles (number of grid spaces).

- Direction x : 7
- Direction y : 7
- Direction z : 10

Remarque :

Sachant que les distances entre lignes de grilles sont Différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs Données par défaut dans la partie (Grid Spacing).

-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 : X-Y, X-Z, Y-Z.

3) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

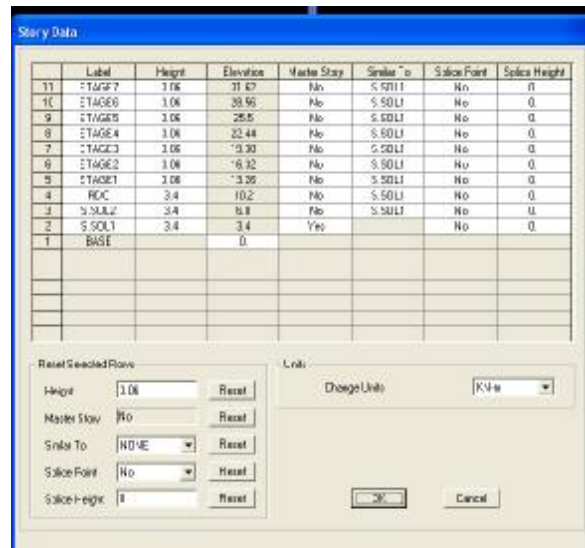
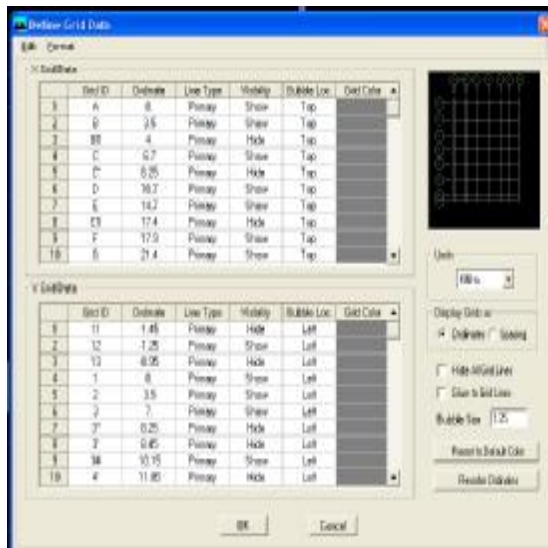
-On clique sur le bouton droit de la souris → Edit Grid Data → Modify/Show system.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur Add Grid Line:

Suivant x : 0 , 3.5 , 6.7 , 10.7 , 14.7 , 17.9 , 21.4 .

Suivant y : 0 , 3.5 , 7 , 10.15 , 13.30 , 16.80 , 20.30 ,

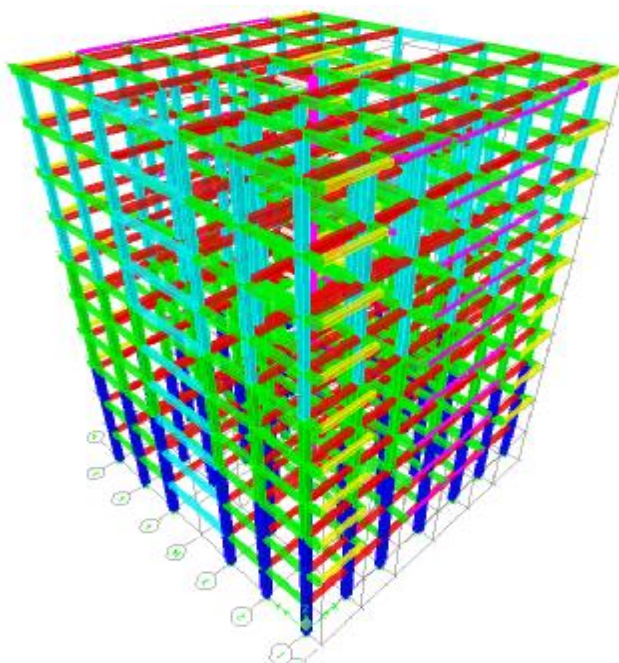
Suivant z : 0 , 3.4 , 6.8 , 10.2 , 13.26 , 16.32 , 19.38 , 22.44 , 25.50 , 28.56 , 31.62 .



Maintenant que les lignes de grilles correspondent parfaitement à notre structure nous allons procéder au dessin de la structure.

- Draw → Quick Draw Frame/Cable.

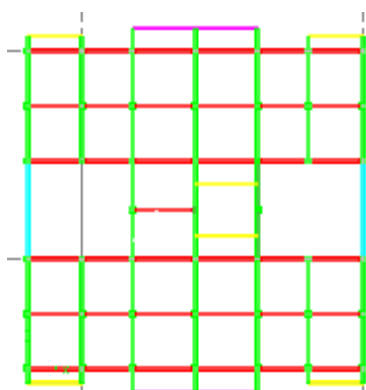
-On se positionne sur la vue en 3D → On trace un rectangle qui enveloppera toute les lignes de grille, on obtiendra ainsi la vue suivante :



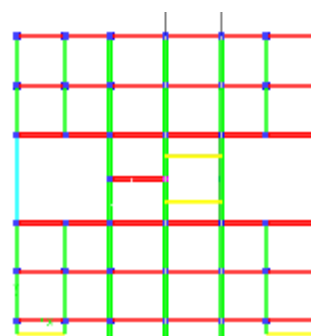
- Nous remarquons que la structure ne correspond pas, il faut donc supprimer les ports à faux surabondants pour les sous sol 1 et 2, pour cela on procède de la manière suivante :

- on sélectionne l'élément qu'on veut supprimer → on clique sur supprimer.
Après avoir effectué cette opération on aura les vues en plan suivantes :

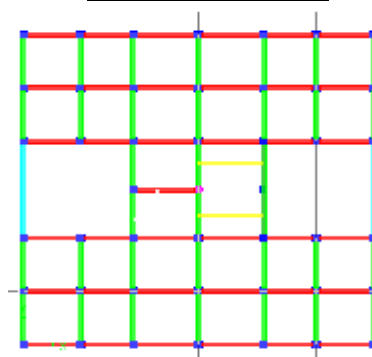
Niveau 10.20 m jusqu'au 30.62 m :



Niveau -3.4 m:

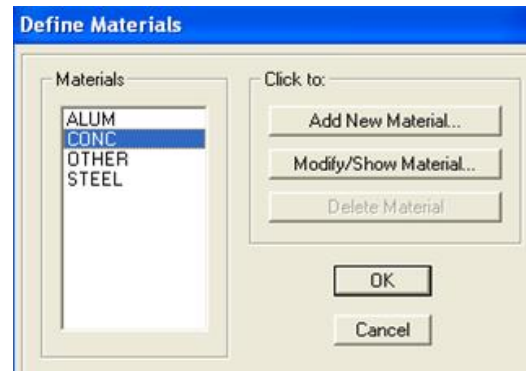


Niveaux -6.8 m :



Etape 2: La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

-On clique sur Define → Materials, on sélectionne Concrete (béton) puis on clique sur Modify/Show System.



-Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux en entrant les valeurs suivantes :

- Le béton :

-Masse per unit volume (masse volumique béton): 2.5KN/m³

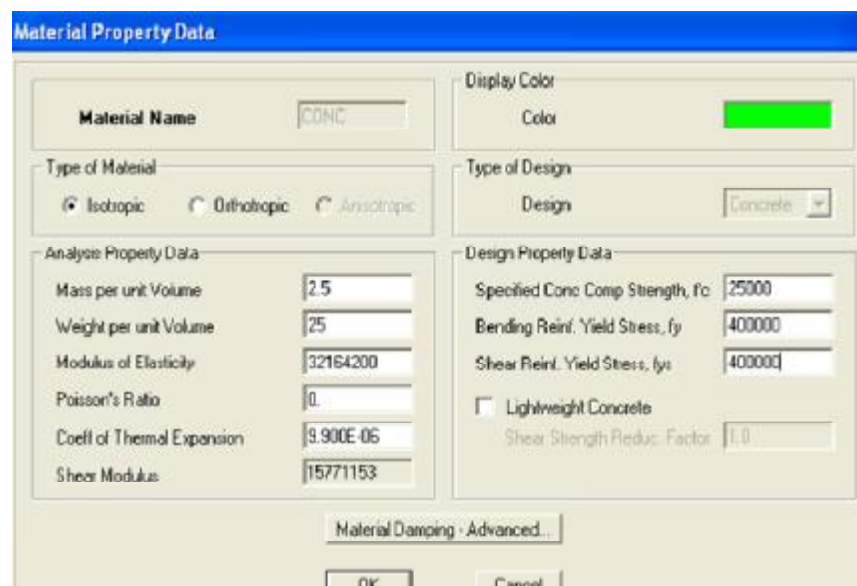
-Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 25 KN/m³

-Modulus of Elasticity (Module de Young) : 32164200 KN/m²

-Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression):25000 KN/m²

-Bending Reinf,Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) : 400000 KN/m²

-Shear Reinf,Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux) : 400000 KN/m²



• Le matériau neutre :

- Masse per unit volume (masse volumique béton) : 0 KN/m³
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m³
- Modulus of Elasticity (Module de Young) : 32164200 KN/m²
- Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression):25000 KN/m²
- Bending Reinf,Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) : 400000 KN/m²
- Shear Reinf,Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux) : 400000 KN/m²

Etape 3 : La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

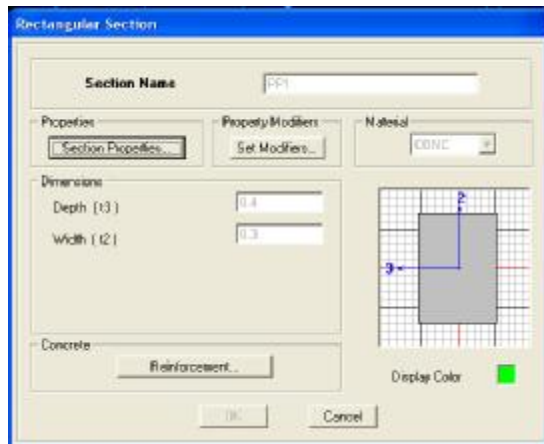
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(PP1) et ceci de la manière suivante :

-On sélectionne les poutres principales, Dans le menu déroulant on clique sur Define → Frame/Cable Section.

-Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne :
Add Rectangular → Add new property

- Après avoir cliqué sur OK, une nouvelle boîte de dialogue s'affichera, on y entrera les caractéristiques des poutres principales (PP1) comme montré ci-dessous :

- Section Name (nom de la section) : PP1.
- Material (matériau défini) : Concrete (béton).
- Depth (hauteur de la poutre) : 0.40m.
- Width (largeur de la poutre) : 0.30m.



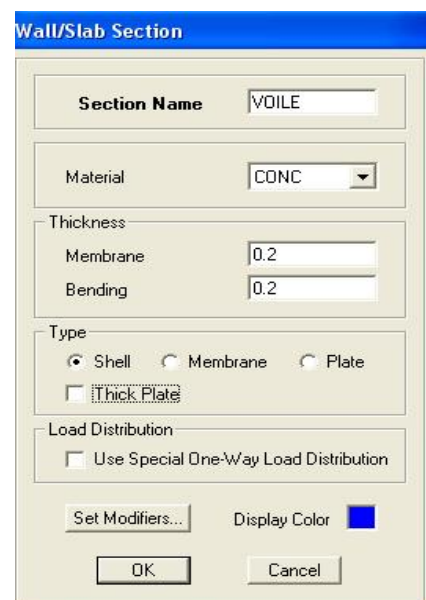
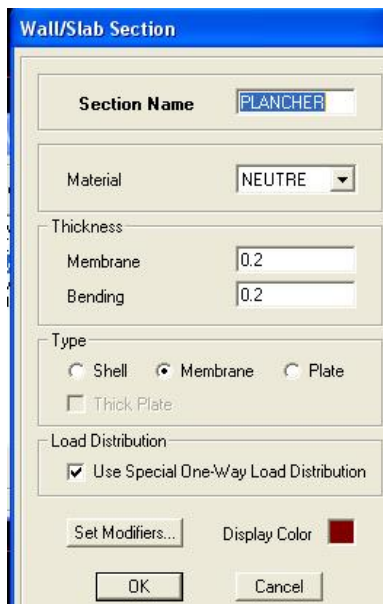
- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres
- ✓ Maintenant qu'on a fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (dalle et voile), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques.

Define → Area Sections → Add New Section

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :

Dalle pleine

Voile de contreventement :





- Nous procéderont de la même manière pour les autres les autres éléments similaires.

- Pour modéliser les voiles on doit se positionner sur une vue en élévation pour le model 1 et en plan pour le model 2, on clique sur :

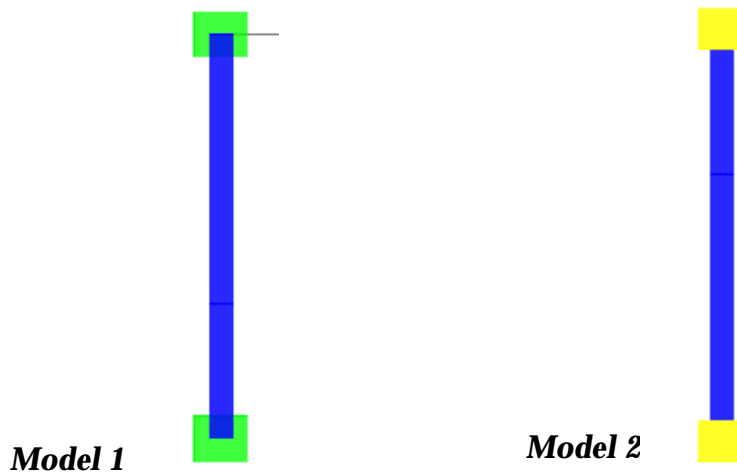
Draw → Draw Rectangular Area pour le model 1.

Draw → Draw walls (plan) pour le model 2.

N.B : les talons des voiles sont modélisés comme suit :

Ø *Le model 1 : comme étant un poteau (élément linéaire)*

Ø *Le model 2 : en utilisant la même commande (DRAW Walls plan)*

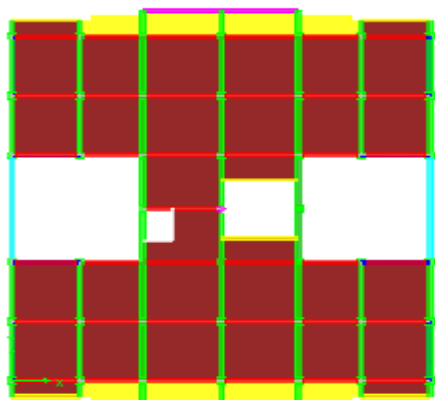


Pour les dalles de forme rectangulaire on se positionne sur la vue en plan et nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée dans le model 1 pour la modélisation des voiles, quand aux dalles de forme trapézoïdale leur modélisation se fera en cliquant sur :

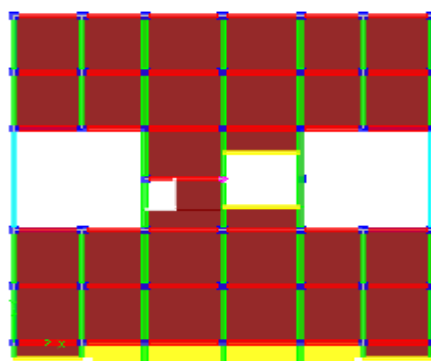
Draw → Draw Area (plan, elv, 3D) puis on trace la dalle en cliquant sur les 4points aux extrémités de la dalle.

- ✓ Après affectation des sections aux différents éléments (poutres, poteaux, dalles, voiles) on obtiendra les vues suivantes :

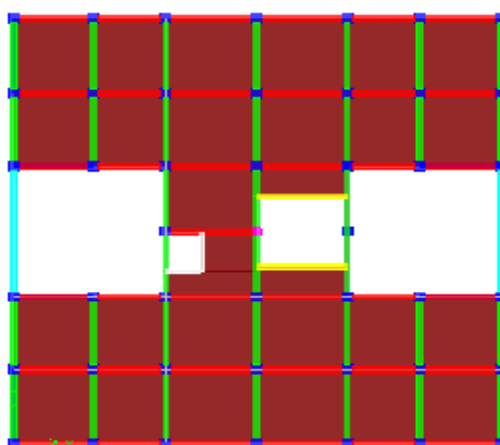
Niveau 10.20 m jusqu'au 30.62 m :



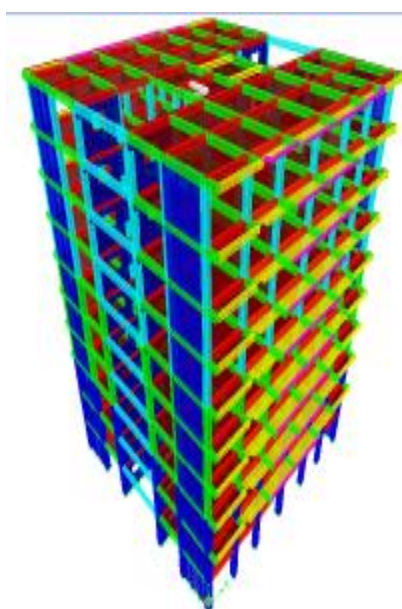
Niveau -3.4 m:



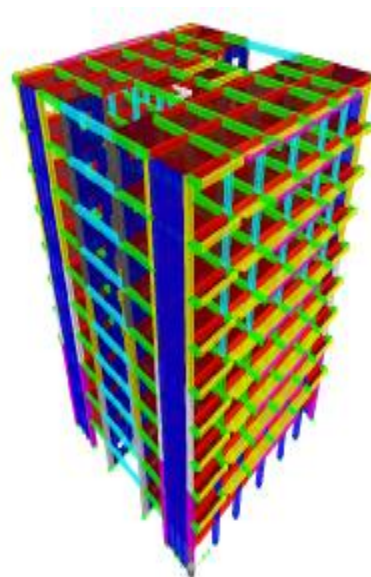
Niveaux -6.8 m :



Vue en 3D :



Model 1



Model 2

Etape 4 : 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 → Load Cases.

✓ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1



Remarque :

En introduisant la valeur 1 dans la case (Self Weight Multiplier), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

✓ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



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'accélérations (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 :**

- **Zone :** Ila (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- **Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coeff comportement :** voiles porteurs
- **Remplissage :** Dense (Cloisons en maçonnerie)
- **Site :** S2 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- **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 :

$$Q=1+\sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Régularité en plan et en élévation :Art 4.3.3 RPA 2003

Il n'y a pas lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle $\longrightarrow q_{1x} = q_{1y} = 0.00$

$$q_{2x} = q_{2y} = 0.00$$

Redondance en plan et conditions minimales sur les fils de contreventement :

Ces deux critères ne sont pas observés respectivement dans le sens xx et le sens yy

$$q_{3x} = 0.05$$

$$q_{3y} = 0.00$$


$$q_{4x} = 0.00$$

$$q_{4y} = 0.05$$

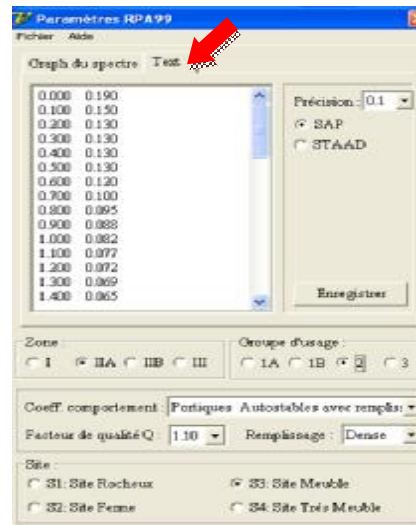
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003

Conclusion : Le facteur de qualité est égal à 1.05 dans les deux directions orthogonales

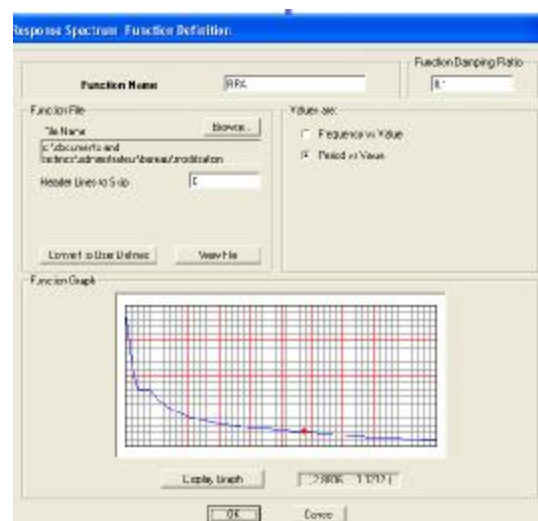
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône  .

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text .



Ø Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

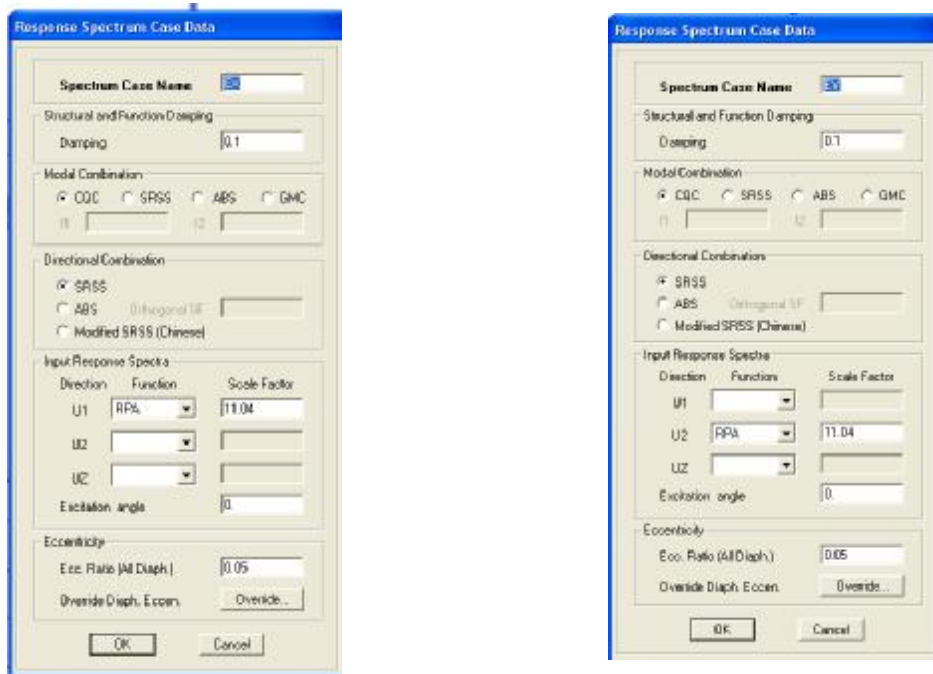
Define → Response Spectrum function → Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): RPA.
on clique sur OK pour valider.

Ø Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme) dans les deux directions orthogonales, pour cela on clique sur :

Define → Analysis Cases → Add New Case



Analysis Case Name : E

Analysis Case Type : Response Spectrum (spectre de réponse)

Modal Combination : CQC (Combinaison quadratique des modes)

Directional combination : SRSS

Dans la partie Input Response Spectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Remarque :

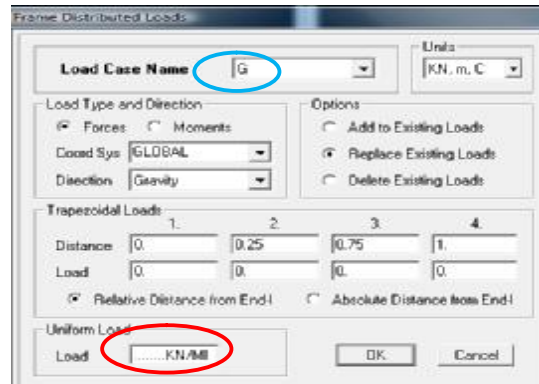
Dans la case Scale Factor on introduit un facteur d'échelle égale à 10, ce qui correspond à l'apesanteur.

Etape 5 : affectation des charges revenant aux éléments :

- **Chargement linéaire :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque l'élément linéaire et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

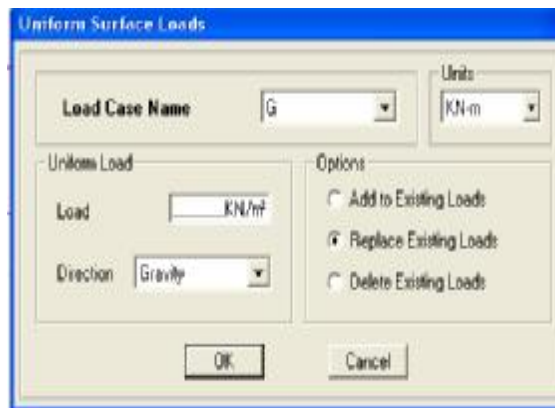
Assign → Frame Loads → Distributed 



- **Chargement surfacique :**

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Areas Loads → uniform



Etape 6: Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Ø Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- Ø 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 → Combinations → Add New Combo

Case Name	Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.35
DEAD	Linear Static	1.35
Q	Linear Static	1.5

Nom de la combinaison

Coefficients de pondération

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Etape 7 : Définition des nœuds maitres et inerties d'étages.

Le nœud maitre représente le centre de gravité des masses, pour déterminer sa position le logiciel ETABS le fait automatiquement, le logiciel determine aussi les inerties I_x et I_y .

Etape 8 : Affectation des masses sismiques et inerties massiques.

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale à :

$$M_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

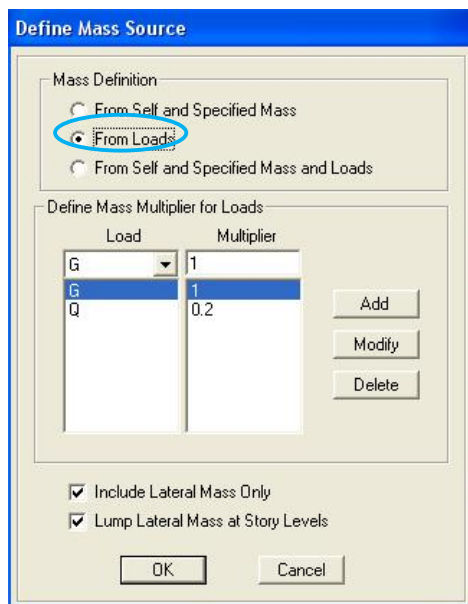
W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

Define → mass source → from loads



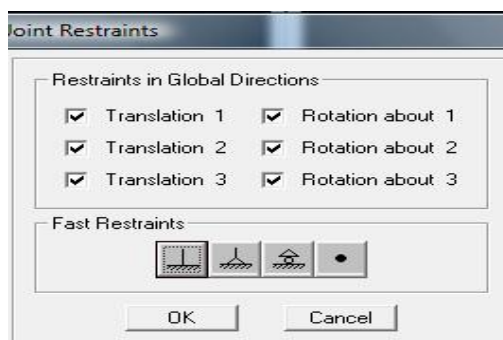
Etape 9 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Ø APPUIS :

Les poteaux et les voiles sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign → Joint → Restraints

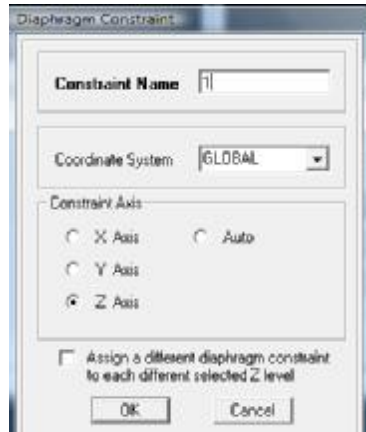


Ø Diaphragmes :

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 les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint → Constraints → Diaphragm → Add New Constraints.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Constraint Name on clique sur OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

Etape 10 : 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.

Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages sont acceptables et que les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont négligeables.

I) Vérification de l'effort tranchant à la base :

✓ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

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

- $A = 0.15$.
- $R = 3.5$ (structure contreventé par voiles porteurs).
- W : poids total de la structure
 $w = 48357.57 + 0,2 \times 8143.78 = 49986.32$
- $D = 1.45$ (facteur d'amplification dynamique).

Calcul de 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 :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait 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.

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_t = 462.72 \text{ m}^2 \rightarrow 0.15 \times 462.72 = 69.40 \text{ m}^2$$

$$S_0 = 103.34 \text{ cm}^2 \rightarrow S_0 > S_t \text{ Non vérifiée}$$

La régularité en plan n'est pas vérifiée $P_{1x} = P_{1y} = 0.05$

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 non vérifiée.**

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

3) Conditions minimales sur les files 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.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivant x-x : Condition non vérifiée $P_{3x} = 0$

Suivant y-y : Condition vérifiée. $P_{3y} = 0.05$

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 un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : Condition non vérifiée $P_{4x} = 0.05$

Suivant y-y : Condition vérifiée. $P_{4y} = 0$

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Conclusion : $Q_x = 1.10$ et $Q_y = 1.10$

$A = 0.15.$

$R = 3.5$ (structure contreventé par voiles porteur).

$W = 49986.32$ KN (poids total de la structure).

$D = 1.45$ (facteur d'amplification dynamique).

Application numérique :

Model 1 :

$$V_x = V_y = 34169.92 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2937.43 > 80\% V_x = 2733.53 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 2956.60 > 80\% V_x = 2733.53 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Model 2 :

$$V_x = V_y = 34169.92 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2864.32 > 80\% V_x = 2733.53 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 2853.12 > 80\% V_x = 2733.53 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

II) Justification du système de contreventement :

- ✓ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ».

- **Model 1:**

- Ø **Charges sismiques reprise par les portiques:**

- Sens xx : 260.93 KN (8.88%)

- Sens yy : 208.66KN (7.05%)

- Ø **Charges sismiques reprise par les voiles :**

- Sens xx : 2676.50KN (91.11%)

- Sens yy : 2747.94KN (92.94%)

- ✓ Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont calculées aussi à l'aide de l'option « Section Cut ».

- Ø **Charges verticales reprise par les voiles:** 18235.96KN (32.27%)

- Ø **Charges verticales reprise par les portiques :** 38265.89 KN (67.72%)

- **Model 2:**

- Ø **Charges sismiques reprise par les portiques :**

- Sens xx : 279.29KN (9.75%)

- Sens yy : 195.94KN (6.86%)

- Ø **Charges sismiques reprise par les voiles :**

- Sens xx : 2585.32KN (90.24%)

Sens yy : 2657.18KN (93.13%)

- ✓ Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont calculées aussi à l'aide de l'option « Section Cut ».

Ø **Charges verticales reprise par les portiques : 17297.85KN (30.61%)**

Ø **Charges verticales reprise par les voiles : 39203.45 KN (69.38%)**

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les sollicitations verticales, les voiles reprennent plus de 90% des efforts latéraux, donc le système de contreventement est voiles porteurs en béton armé.

Remarque : afin de déterminer les pourcentages des sollicitations reprises par les voiles et les portiques dans le model 1, il est **important** de considérer les poteaux adossés aux voiles comme des éléments faisant partie intégrante de ces derniers, autrement dit il faudrait déterminer les quantités d'efforts reprises par ces éléments sinon on risque d'avoir des ratios différents à ceux du model 2.

IV) Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Model 1 :

Niveau	R	Sens x-x			Sens y-y			$\bar{\Delta}_x$ (cm)
		dek(cm)	dk(cm)	D _K (cm)	dek(cm)	dk(cm)	D _K (cm)	
7	3.5	1.7383	6.08405	0.63385	1.6067	5.62345	0.6006	3.06
6	3.5	1.5572	5.4502	0.6727	1.4351	5.02285	0.6286	3.06
5	3.5	1.365	4.7775	0.70315	1.2555	4.39425	0.6545	3.06
4	3.5	1.1641	4.07435	0.7245	1.0685	3.73975	0.67165	3.06
3	3.5	0.9571	3.34985	0.7182	0.8766	3.0681	0.66605	3.06
2	3.5	0.7519	2.63165	0.6979	0.6863	2.40205	0.6447	3.06
1	3.5	0.5525	1.93375	0.64575	0.5021	1.75735	0.595	3.06
RDC	3.5	0.368	1.288	0.6062	0.3321	1.16235	0.5628	3.4
s.sol 2	3.5	0.1948	0.6818	0.46235	0.1713	0.59955	0.41265	3.4
s.sol 1	3.5	0.0627	0.21945	0.21945	0.0534	0.1869	0.1869	3.4

Model 2 :

Niveau	R	Sens x-x			Sens y-y			$\bar{\Delta}_K$ (cm)
		dek(cm)	dk(cm)	D _K (cm)	dek(cm)	dk(cm)	D _K (cm)	
7	3.5	1.7235	6.03225	0.6146	1.6436	5.7526	0.6279	3.06
6	3.5	1.5479	5.41765	0.6573	1.4642	5.1247	0.65345	3.06
5	3.5	1.3601	4.76035	0.6916	1.2775	4.47125	0.6762	3.06
4	3.5	1.1625	4.06875	0.7161	1.0843	3.79505	0.68985	3.06
3	3.5	0.9579	3.35265	0.71365	0.8872	3.1052	0.68145	3.06
2	3.5	0.754	2.639	0.6979	0.6925	2.42375	0.658	3.06
1	3.5	0.5546	1.9411	0.64785	0.5045	1.76575	0.60515	3.06
RDC	3.5	0.3695	1.29325	0.6097	0.3316	1.1606	0.5691	3.4
s.sol 2	3.5	0.1953	0.68355	0.47145	0.169	0.5915	0.41405	3.4
s.sol 1	3.5	0.0606	0.2121	0.2121	0.0507	0.17745	0.17745	3.4

Tous les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas le 1% de la hauteur de ces derniers pour les deux modèles.

III) Justification vis-à-vis de l'effet P-D :

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 :

$$\theta = P_k \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$$

Model 1 :

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		D _K (cm)	V _K ×H _K	q _x	D _K (cm)	V _K ×H _K	q _y
7	5672.4	0.6146	232657.92	0.015	0.6279	240564.96	0.015
6	10957.94	0.6573	408736.44	0.018	0.65345	420208.38	0.017
5	15469.26	0.6916	534982.86	0.020	0.6762	551243.70	0.019
4	26005.49	0.7161	636975.72	0.029	0.68985	659032.20	0.027
3	27055.83	0.71365	724002.12	0.027	0.68145	751119.84	0.025
2	35475.14	0.6979	805379.76	0.031	0.658	835686.00	0.028
1	38133.12	0.64785	880762.86	0.028	0.60515	912286.98	0.025
RDC	43823.7	0.6097	1054142.80	0.025	0.5691	1089020.00	0.023
s.sol 2	49334.21	0.47145	1114907.60	0.021	0.41405	1148458.80	0.018
s.sol 1	52371.4	0.2121	1144038.80	0.010	0.17745	1176128.00	0.008

Model 2 :

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		D _K (cm)	V _K ×H _K	q _x	D _K (cm)	V _K ×H _K	q _y
7	5672.4	0.63385	224435.70	0.016	0.6006	233049.60	0.015
6	10957.94	0.6727	396921.78	0.019	0.6286	408047.94	0.017
5	15469.26	0.70315	521668.80	0.021	0.6545	536418.00	0.019
4	26005.49	0.7245	622740.60	0.030	0.67165	642101.22	0.027
3	27055.83	0.7182	708775.56	0.027	0.66605	732224.34	0.025
2	35475.14	0.6979	789005.70	0.031	0.6447	815150.34	0.028
1	38133.12	0.64575	862828.20	0.029	0.595	889695.00	0.026
RDC	43823.7	0.6062	1032053.00	0.026	0.5628	1061575.20	0.023
s.sol 2	49334.21	0.46235	1090315.40	0.021	0.41265	1118426.60	0.018
s.sol 1	52371.4	0.21945	1117410.00	0.010	0.1869	1143001.80	0.009

Les effets du second ordre peuvent être négligés pour les deux modèles

✓ Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées pour les deux modèles

Introduction

L'étude réside à utiliser une autre approche de modélisation des voiles ensuite comparer les résultats obtenus a ceux de la première qui consistait à modéliser les talons de voile comme étant des éléments linaires, contrairement à la seconde qu'est de modéliser les voiles et leurs talons en un seul élément en profilé, puis déterminer la méthode qui nous donne les résultats les plus optimums .

✓ Les critères de comparaisons sont :

Ø Efforts tranchant à la base ;

Ø Périodes ;

Ø Déplacements ;

Ø Efforts internes pour les éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).

N.B : notre structure est contreventée par voiles porteurs ce qui nous amène à ferrailer les poutres et les poteaux sous la combinaison ELU, pour la comparaison nous allons considérer les combinaisons sismiques juste a titre indicatif

✓ Effort tranchant à la base :

	model 1	model 2	variation(%)
Vx(KN)	2937.43	2864.32	↓2.48
Vy(KN)	2956.60	2853.12	↓3.49

On remarque que l'effort tranchant diminue de 2.48% pour Vx et de 3.49% pour Vy, il en ressort clairement que cette variation n'est pas significative.

✓ Périodes :

§ Model 1 :

Mode	Periode	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.137141	70.0031	0.0003	70.0031	0.0003
2	1.106891	0.0002	69.1406	70.0033	69.1408
3	1.030059	0.0009	0.3237	70.0042	69.4645
4	0.280557	17.4142	0	87.4184	69.4645
5	0.264743	0	17.262	87.4184	86.7265
6	0.242406	0	0.0024	87.4184	86.7289
7	0.122055	6.1926	0	93.611	86.7289
8	0.109991	0	6.2838	93.611	93.0128
9	0.100112	0.0001	0	93.6111	93.0128
10	0.072751	3.0137	0	96.6247	93.0128

§ Model 2 :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.142607	70.1121	0.011	70.1121	0.011
2	1.138064	0.0106	68.6937	70.1226	68.7046
3	1.063637	0.0017	0.4424	70.1243	69.147
4	0.286374	17.0413	0	87.1656	69.147
5	0.272769	0	17.1814	87.1656	86.3284
6	0.249999	0	0.0034	87.1656	86.3317
7	0.124164	6.0699	0	93.2355	86.3317
8	0.111624	0	6.2209	93.2355	92.5526
9	0.10143	0	0	93.2355	92.5527
10	0.073061	2.9547	0	96.1902	92.5527

Analyse des résultats :

Le RPA exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives retenues soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure.

Cette exigence a été respectée dans les deux modèles

Le model 1 et 2 ont un comportement dynamique similaires.

✓ Déplacement inter-étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Cette condition a déjà été vérifiée dans le chapitre précédent

On remarque que les deux modèles ont des déplacements presque similaires.

✓ Efforts internes dans les éléments structuraux :1) Poutres :

Nous allons comparer entre chaque modèle :

- Les moments max en travée (M_t) en situation courante ;
- Les Moment négatifs en appui ($M_{a\ sup}$) en situation accidentelle ;
- Les moments positifs en appui ($M_{a\ inf}$) en situation accidentelle ;
- Efforts tranchants max (V_2) en situation courante et accidentelle.

§ Poutres principales :- Portiques A&G :Ø Poutre principales PP1 de 3.5m :

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈3.39	
	17.98		17.37			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		↑20.54	
	-99.09		-119.44			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>08GE</u>		<u>08GE</u>		↑20.92	
	67.94		82.15			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	↑6.62	↑9.37
	59.97	83.25	63.94	91.05		

Ø Poutres principales PP2 de 6.30m :

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈3.33	
	6.3		6.09			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		↓5.59	
	-60.1		-56.74			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>08GE</u>		<u>08GE</u>		↓3.19	
	35.4		34.27			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	↓5.64	↓6.9
	13.82	26.5	14.6	24.65		

On remarque pour ce portique que la variation des efforts dans les poutres pour les deux modèles n'est pas vraiment significative, tout de même on note une variation du moment fléchissant de près de 20% pour les appuis adjacents aux voiles.

- **Portiques C, D&E :**

Ø Poutre s principale PP1 de 3.5m :

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈0.03	
	32.31		32.32			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈4.01	
	-64.09		-66.66			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>08GE</u>		<u>08GE</u>		≈4.15	
	29.89		31.13			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈0.03	≈0.63
	94.48	82.93	94.51	83.45		

Ø Poutres principales PP1 de 3.15m :

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈0.10	
	28.86		28.83			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈2.40	
	-65.94		-67.52			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>08GE</u>		<u>08GE</u>		≈7.17	
	36.39		39			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈0.06	≈1.23
	90.44	82.02	90.39	83.03		

Il en ressort clairement que dans ce portique on n'a pas de variation des efforts

- **Portiques B&F :**

Ø **Poutres principales PP1 de 3.5m :**

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈0.11	
	27.04		27.01			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		↑9.32	
	-86.08		-94.1			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>08GE</u>		<u>08GE</u>		≈0.59	
	40.78		41.02			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈3.29	≈3.22
	85.79	80.06	88.62	82.64		

Il est évident que dans ce portique la variation des efforts n'est pas vraiment considérable.

§ **Poutres secondaires :**

- **Portiques 1, 2, 5&6 :**

Ø **Poutres secondaires PS de 3.5m :**

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈1.84	
	31.59		31.01			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈4.52	
	-89.09		-93.12			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>08GE</u>		≈0.91	
	61.25		60.69			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈2.93	≈0.12
	45.76	57.39	44.42	57.46		

Ø Poutres secondaires PS de 3.20m :

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈2.91	
	21.27		20.65			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈0.40	
	-59.87		-59.63			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈2.18	
	42.63		41.7			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈0.55	≈0.37
	55.91	69.5	55.6	69.24		

Ø Poutres secondaires PS de 4m :

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		=0.00	
	13.43		13.43			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈1.40	
	-45.76		-46.4			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>08GE</u>		<u>08GE</u>		≈1.80	
	33.82		34.43			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈0.03	≈0.96
	35.82	41.56	35.83	41.96		

Il en ressort clairement que dans ce portique aussi on n'a pas de variation significative des efforts.

- **Portiques 3&4 :**

Ø **Poutres secondaires PS de 3.2m :**

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈3.67	
	34.84		33.56			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		↑21.35	
	-113.51		-137.75			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		↑11.14	
	79.6		88.47			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈5.89	↑15.02
	58.38	83.67	61.82	96.24		

Ø **Poutres secondaires PS de 4m :**

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈0.22	
	13.35		13.38			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈1.17	
	-43.53		-44.04			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈3.82	
	34.53		35.85			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈0.26	≈1.51
	22.74	33.68	22.8	34.19		

On remarque dans le model 2 une augmentation des efforts aux appuis adjacents aux voiles.

- Portique 34 :

Ø Poutre secondaire PS de 4m :

	model 1		model 2		variation (%)	
Moment max en travée (KN.m)	<u>ELU</u>		<u>ELU</u>		≈0.30	
	19.68		19.74			
Moment max négatif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈1.27	
	-57.33		-58.06			
Moment max positif en appui (KN.m)	<u>GQE</u>		<u>GQE</u>		≈2.22	
	38.22		39.07			
Effort tranchant max (KN)	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	<u>ELU</u>	<u>GQE</u>	≈0.42	≈0.90
	33.49	43.27	33.63	43.66		

Il en ressort clairement que dans ce portique aussi on n'a pas de variation significative des efforts.

Remarque :

Les efforts au niveau des appuis adjacents aux voiles sont considérablement élevés par rapport aux autres appuis sous les combinaisons sismiques, cela est du à l'interaction poutre-voile.

2) Poteaux :

Pour les poteaux nous allons comparer les couples d'efforts (N, M2, M3), entre les deux modèles, qui sont susceptibles de nous donner la plus grande section d'acier calculée à l'ELU et l'ELA.

On va procéder par zone :

Zone I : 40x40

Zone II : 35x35

Zone III : 30x30

zones	situations	efforts	model 1	model 2	Variation (%)
I	ELU	N (KN)	2415.31	2417.33	≈0.08
		M2(KN.m)	16.35	16.35	≈0.00
		M3(KN.m)	51.35	51.4	≈0.10
	ELA	N (KN)	2020.85	2022.76	≈0.09
		M2(KN.m)	22.56	20.24	↓10.28
		M3(KN.m)	42.53	42.57	≈0.09
II	ELU	N (KN)	1721.21	1722.72	≈0.09
		M2(KN.m)	32.38	32.42	≈0.12
		M3(KN.m)	36.29	36.32	≈0.08
	ELA	N (KN)	1440.5	1445.03	≈0.31
		M2(KN.m)	4.83	5.2	↑7.66
		M3(KN.m)	30.1	30.2	≈0.33
III	ELU	N (KN)	155.07	159.27	≈2.71
		M2(KN.m)	11.74	11.61	≈1.11
		M3(KN.m)	43.37	41.02	≈5.42
	ELA	N (KN)	86.71	84	≈3.13
		M2(KN.m)	12.14	12.07	≈0.58
		M3(KN.m)	84.12	84.82	≈0.83

Il est incontestablement clair que pour les poteaux les efforts sont sensiblement égaux dans les deux modèles.

3) Les Voiles :

Le rôle principal des voiles est de reprendre les charges horizontales, ce qui nous amène à comparer les efforts (N, M3), donnés par les combinaisons sismiques entre les deux modèles.

On va procéder par zone :

Zone I : s.sol 1, s.sol2&RDC ;

Zone II : 1^{er}, 2^{ème}&3^{ème} ;

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}&7^{ème}.

N.B : pour les efforts normaux le signe :

(-) : Compression ;

(+) : Traction.

Ø Voiles pleins :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

zones	model 1				model 2				variation(%)	
I	Nmin (KN)	-3100.41	M _{corr} (KN.m)	1454.2	Nmin (KN)	-2925.55	M _{corr} (KN.m)	1418.92	≈5.64	≈2.42
	Nmin (KN)	-946.48	M _{corr} (KN.m)	466.16	Nmin (KN)	-880.79	M _{corr} (KN.m)	448.9	≈6.94	≈3.70
	Mmax (KN.m)	9795.2	N _{corr} (KN)	-2892.2	Mmax (KN.m)	9283.19	N _{corr} (KN)	-2753.2	≈5.23	≈4.81
II	Nmin (KN)	-2225.71	M _{corr} (KN.m)	418.7	Nmin (KN)	-2082.58	M _{corr} (KN.m)	408.39	≈6.43	≈2.46
	Nmin (KN)	-583.09	M _{corr} (KN.m)	75.92	Nmin (KN)	-545.2	M _{corr} (KN.m)	81.31	≈6.50	≈7.10
	Mmax (KN.m)	3718.6	N _{corr} (KN)	-1536.9	Mmax (KN.m)	3513.26	N _{corr} (KN)	-1419.3	≈5.52	≈7.65
III	Nmin (KN)	-1257.25	M _{corr} (KN.m)	72.57	Nmin (KN)	-1148.52	M _{corr} (KN.m)	74.69	≈8.65	≈2.92
	Nmin (KN)	-78.08	M _{corr} (KN.m)	75.53	Nmin (KN)	-69.77	M _{corr} (KN.m)	69.85	↓10.64	≈7.52
	Mmax (KN.m)	1463.84	N _{corr} (KN)	-879.09	Mmax (KN.m)	1465.01	N _{corr} (KN)	-804.33	≈0.08	≈8.50

Ø Voiles avec ouvertures :

- Les trumeaux : les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

zones	model 1				model 2				variation(%)	
I	Nmin (KN)	-3633.44	M _{corr} p (KN.m)	380.46	Nmin (KN)	-3328.55	M _{corr} p (KN.m)	437.11	≈8.39	↑14.89
	Nmin (KN)	2063.02	M _{corr} p (KN.m)	394.93	Nmin (KN)	1958.19	M _{corr} p (KN.m)	449.81	≈5.08	↑13.90
	Mmax (KN.m)	472.91	N _{corr} p (KN)	1794.9	Mmax (KN.m)	514.69	N _{corr} p (KN)	1720.16	≈8.83	≈4.17
II	Nmin (KN)	-1735.77	M _{corr} p (KN.m)	145.2	Nmin (KN)	-1562.42	M _{corr} p (KN.m)	140.85	≈9.99	≈3.00
	Nmin (KN)	657.38	M _{corr} p (KN.m)	156.94	Nmin (KN)	628.74	M _{corr} p (KN.m)	151.42	≈4.36	≈3.52
	Mmax (KN.m)	360.22	N _{corr} p (KN)	220.54	Mmax (KN.m)	367.97	N _{corr} p (KN)	209.85	≈2.15	≈4.85
III	Nmin (KN)	813.05	M _{corr} p (KN.m)	61.17	Nmin (KN)	731.6	M _{corr} p (KN.m)	65.15	↓10.02	≈6.51
	Nmin (KN)	194.75	M _{corr} p (KN.m)	68.85	Nmin (KN)	207.77	M _{corr} p (KN.m)	71.69	≈6.69	≈4.12
	Mmax (KN.m)	147.55	N _{corr} p (KN)	-520.92	Mmax (KN.m)	163.84	N _{corr} p (KN)	-507.47	↑11.04	≈2.58

Il en ressort clairement que dans les trumeaux les efforts sont presque similaire dans les deux modèles.

• Linteaux :

Pour les linteaux nous allons comparer les efforts tranchants et les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

zone	model 1		model 2		variation (%)
I	v _{max} (KN)	722.81	v _{max} (KN)	694.15	↓3.97
II	v _{max} (KN)	412.04	v _{max} (KN)	396.87	↓3.68
III	v _{max} (KN)	263.67	v _{max} (KN)	257.62	↓2.29

On remarque une variation insignifiante des efforts tranchants dans les linteaux, toute fois on note une faible diminution des efforts tranchants dans le model 2 par rapport au model 1.

Conclusion :

On constate que pour notre structure les deux approches de modélisations des voiles présentent le même comportement dynamique et donne des résultats presque similaires en terme d'efforts et de déplacements, néanmoins on a remarqué que les efforts dans les appuis adjacents aux voiles sous les combinaisons sismiques ont augmenté de près de 20 % dans le model 2 par rapport au model 1 ce qui nous amène a conclure que la deuxième approche reste la meilleur car elle s'approche plus de la réalité et donc donne des résultats plus exacte.

Ø Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple à l'ELU sous la combinaison de charges (1.35G+1.5Q), et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Ø Recommandations du RPA :

✓ Pourcentage total minimum :

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

Poutres principales PP1: $A_{\min} = 4.37 \text{ cm}^2$.

Poutres principales PP2: $A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires PS: $A_{\min} = 4.37 \text{ cm}^2$.

✓ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

Poutres principales PP1:

- Zone courante : $A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 52.5 \text{ cm}^2$.

Poutres principales PP2:

- Zone courante : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires PS:

- Zone courante : $A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 52.5 \text{ cm}^2$.

1. Etapes de calcul de ferrailage :

1) Calcul du moment réduit « m » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

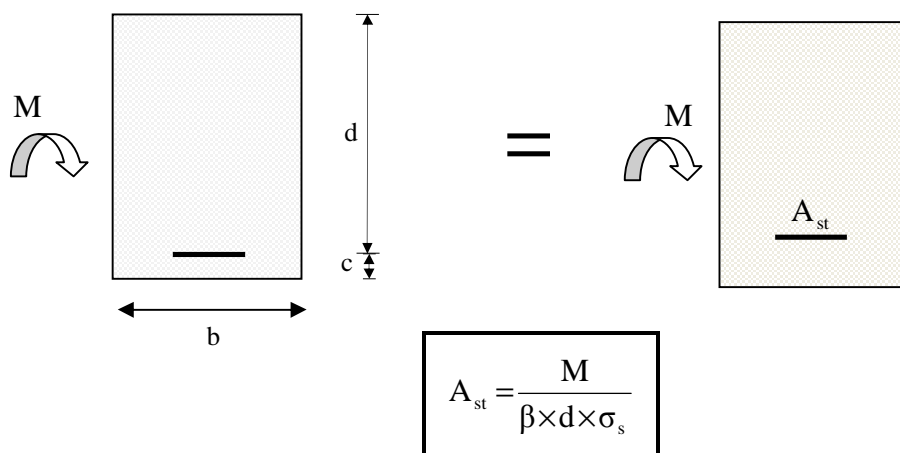
2) Calcul du moment réduit limite « m_l » :

Le moment réduit limite m_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « m » et « m_l » :

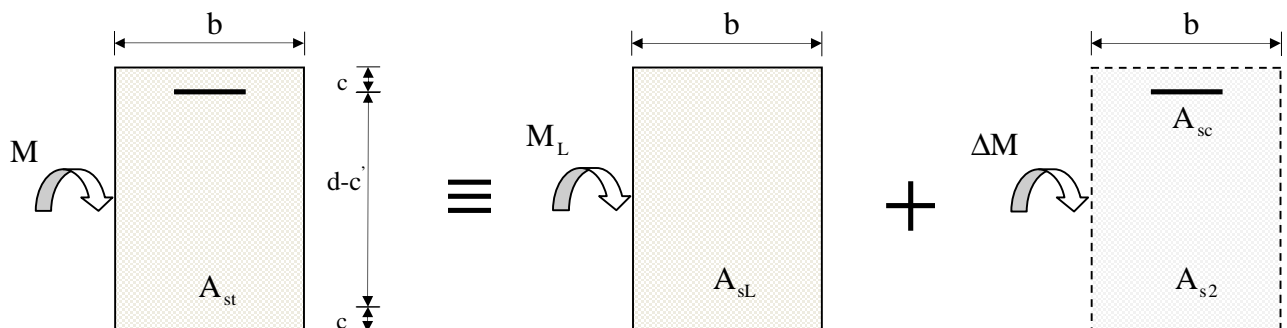
Ø 1er cas : $m \leq m_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ® A_{sc} = 0.



Ø 2ème cas : $m \geq m_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Ø Ferrailage des poutres :

Dans notre cas, nous avons un système contreventé par voiles porteurs, donc le calcul se fera seulement sous charges verticales, ce qui induit à des moments faibles et à une dégression de haut en bas dans les poutres, qui par conséquent donne des petites sections d'aciers au 1^{er} niveau et réduites en haut. Pour cela nous allons faire un ferrailage par portique.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

Poutres principales :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

Ø Ferrailage en travée :

Portique	Travée(m)	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{s elu} [cm²]	Ferrailage	A _{s adopte} [cm²]
A &G	3.5	17.37	0.0478	SSA	1.6	3HA12	3.39
	6.3	6.09	0.0167		0.42	3HA12	3.39
B&F	3.5	27.01	0.0743		2.53	3HA12	3.39
C,D&E	3.5	32.32	0.0889		3.05	3HA12	3.39
	3.15	28.83	0.0793		2.71	3HA12	3.39

Ø Ferrailage en appuis :

Portique	Travée(m)	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{s elu} [cm²]	Ferrailage	A _{s adopte} [cm²]
A &G	3.5	35.21	0.0968	SSA	3.34	3HA12+3HA12(chapeaux)	6.78
	6.3	18.32	0.0503		1.27	3HA12+3HA12(chapeaux)	6.78
B&F	3.5	60.71	0.167		6.03	3HA12+3HA12(chapeaux)	6.78
C, D&E	3.5	46.64	0.1283		4.51	3HA12+3HA12(chapeaux)	6.78
	3.15	40.1	0.1103		3.83	3HA12+3HA12(chapeaux)	6.78

Conclusion :

Les poutres de 6 m 30 ne reprennent que leurs poids propre, vu leurs faible section d'aciers ; donc les poutres principales (PP1 et PP2) seront ferrillées de même comme suit :

Du 1^{er} au 10^{ème} étage :

Lit inférieur : 3HA12 filantes

Lit supérieur : 3HA12 filantes + 3HA12 en chapeaux au niveau des appuis.

1) Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :

✓ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min}(PP1) = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(PP2) = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

✓ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section

$$A_{\min}(PP1) = 0,5 \% (b \times h) = 4,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(PP2) = 0,5 \% (b \times h) = 6,75 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La section minimale adoptée est égale à $3HA12+3HA12=6.78\text{cm}^2$, elle est supérieure aux sections minimales exigées par les règlements.

Poutres secondaires

Après avoir extrait les moments, nous avons constaté que ces poutres supportent de faibles charges verticales sauf le portique 3 et 4 sur la travée de 3m20 qui supporte les murs extérieurs sont très sollicitées, nous allons leur adopter un ferrailage particulier.

▼ Ferrailage en travée :

Portique	Travée(m)	M_{elu} (KN.m)	μ	observation	$A_{s\ elu}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{s\ adopte}$ [cm ²]
1,2,5&6	3.5	31.01	0.0853	SSA	2.92	3HA12	3.39
	3.2	20.65	0.0568		1.91	3HA12	3.39
	4	13.43	0.0369		1.23	3HA12	3.39
3&4	3.2	38.95	0.1071		3.72	3HA14	4.62
	4	13.83	0.038		1.27	3HA14	4.62
34	4	19.74	0.0543		1.83	3HA12	3.39

▼ Ferrailage en appuis :

Portique	Travée(m)	M_{elu} (KN.m)	μ	observation	$A_{s\ elu}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{s\ adopte}$ [cm ²]
1, 2,5&6	3.5	54.49	0.1498	SSA	5.35	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
	3.2	25.7	0.0706		2.4	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
	4	19.57	0.0538		1.81	3HA12	3.39
3&4	3.2	77.18	0.215		7.93	3HA14+3HA12 (chapeaux)	8.01
	4	14.35	0.0394		1.32	3HA14	4.62
34	4	30.66	0.0843		2.89	3HA12	3.39

Conclusion :

- Les poutres secondaires sous murs extérieures pour les portiques 3&4 : travées 3.2m, ainsi que le portique 1, 2,5&6, travée 3.5 et 3.2m seront ferrillées comme suit :

 ü Portique 3&4 : travée 3.2m :

Lits inférieur et supérieur: 3HA12 filantes + 3HA14 en chapeaux au niveau des appuis

 ü Portique 1, 2,5&6 : travée 3.5 et 3.2m :

Lits inférieur et supérieur: 3HA12 filantes + 3HA12 en chapeaux au niveau des appuis

- Le reste des poutres secondaires (travée de 4.00m) seront ferrillées comme suit :

Lits inférieur et supérieur: 3HA12 filantes au niveau des travées et des appuis.

✓ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

✓ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003):

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 4,37 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La section minimale adoptée est égale à 3HA12+3HA14=6.78cm² , elle est supérieure aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

Portes à faux :

Le moment max en appui est considérable à l'ELU, il est de l'ordre de 74 KN.m, la section d'acier nécessaire pour équilibrer cet effort est de 7.55cm², nous allons remplacer les chapeaux supérieurs en HA14 des poutres principales adjacentes.

$$A_{s \text{ adopté}} = 8,01 \text{ cm}^2.$$

Poutres de chaînage (PCH):

✓ Ferrailage en travée :

M _{elu} (KN.m)	A _{s elu} [cm ²]	μ	observation	Ferrailage	A _{s adopte} [cm ²]
16.71	1.84	0.064	SSA	2HA14	3.08

✓ Ferrailage appuis :

M_{elu} (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm ²]	μ	observation	Ferrailage	$A_{s\ adopte}$ [cm ²]
21.84	2.44	0.084	SSA	2HA14	3.08

La section adoptée est égale à 2HA14+2HA14=6.16cm², elle est supérieur à la section minimale exigée par le RPA ($A_{min} = 3.75\text{cm}^2$).

✓ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes : (BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

Ø Poutres principales PP1 :

$$\tau_u = \frac{94.51 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.18 \text{ MPa}$$

Ø Poutres principales PP2 :

$$\tau_u = \frac{14.6 \times 10^3}{300 \times 420} = 0.11 \text{ MPa}$$

Ø Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = \frac{61.82 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.77 \text{ MPa}$$

✓ Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte T_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Poutres principales PP1 : $\tau_u = 1,18 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$ ✓

Poutres principales PP2 : $\tau_u = 0,11 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$ ✓

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0,77 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$ ✓

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui** (BAEL91 art 5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP1 :

$$T_u = 94,51 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,32 \cdot 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 626,08 \text{ kN} \dots\dots \checkmark$$

Poutres principales PP2 :

$$T_u = 14,6 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,42 \cdot 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 986,08 \text{ kN} \dots\dots \checkmark$$

Poutres secondaires PS :

$$T_u = 61,82 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,32 \cdot 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 626,08 \text{ kN} \dots\dots \checkmark$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$. On doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Poutres principales PP1 : $94,51 - \frac{46,64}{0,9 \times 0,32} = -67,43 < 0.$

Poutres principales PP2 : $14,6 - \frac{18,32}{0,9 \times 0,42} = -33,86 < 0.$

Poutres secondaires PS : $61,82 - \frac{78,18}{0,9 \times 0,32} = -209,63 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'entraînement des barres :** (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

U_i : périmètre utile des barres.

Poutres principales PP1: 3HA12 ® $U_i = 11.30 \text{ cm}$.

$$t_{se} = \frac{94.51}{0.9 \times 32 \times 11.30} = 0.29 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \checkmark$$

Poutres principales PP2 de 6m30 : 3HA12 ® $U_i = 11.30 \text{ cm}$.

$$t_{se} = \frac{14.6}{0.9 \times 42 \times 11.30} = 0.03 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \checkmark$$

Poutres secondaires PS: 3HA12 ® $U_i = 11.30 \text{ cm}$.

$$t_{se} = \frac{61.82}{0.9 \times 32 \times 11.30} = 0.19 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \checkmark$$

✓ **Longueur de scellement droit des barres :**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation : $\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa}$.

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 50.00 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $l_s = 18.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm}$.

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 25\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

✓ **Espacement max des armatures transversales :** (Art A.5.1.22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(28.8 ; 40\text{cm}) = \underline{\underline{28.8 \text{ cm}}}.$$

✓ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :** (Art 7.5.2.2/RPA2003):

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges verticales, par conséquent l'effort tranchant est variable sur toute leurs longueurs ; on se doit de spécifier un écartement des armatures transversales dans la zone nodale et courante.

Ø **Poutres principales :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(8.75\text{cm} ; 14.4\text{cm}) = 8.75\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(28.8\text{cm} ; 8.75\text{cm}) = 8.75\text{cm}.$$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{\underline{8 \text{ cm}}}$.

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(28.8\text{cm} ; 17.5\text{cm}) = 17.5\text{cm}$$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{\underline{15\text{cm}}}$

Ø Poutres secondaires :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (28.8 \text{ cm} ; 8.75 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}.$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{8 \text{ cm}}.$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (28.8 \text{ cm} ; 17.5 \text{ cm}) = 17.5 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{15 \text{ cm}}.$

✓ Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP1 : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}.$

Poutres principales PP2 : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}.$

✓ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$

$$A_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

Ø Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- § À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- § À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- § La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis.

✓ Vérification à L'ELS :

Ø Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

Ø Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $r_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

✓ Poutres principales PP1:

✓ Du 1^{er} au 10^{ème} étage :

	Moments max à l'ELS	Ferraillage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	k	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	2011.25	3.39	0.43	0.9	35	0.029	128.034	3.71
En Appui	25.35	6.78	0.84	0.869	23.17	0.0435	134.46	5.85

✓ Poutres principales PP2 de 6m30:

✓ Du 1^{er} au 10^{ème} étage :

	Moments <u>max</u> à l'ELS	Ferrailage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	k	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	4.54	3.39	0.323	0.911	41.18	0.025	45.94	1.15
En Appui	13.48	6.78	0.646	0.882	27.37	0.037	70.44	2.61

✓ Poutres secondaires (portique 3&4 : travée 3.2m) :

✓ Du 1^{er} au 10^{ème} étage :

	Moments <u>max</u> à l'ELS	Ferrailage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	k	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	28.31	4.62	0.440	0.899	34.5	0.029	213.00	6.18
En Appui	57.03	8.01	0.763	0.874	24.68	0.041	254.57	10.44

✓ Poutres secondaires (portique 1, 2,5&6 : travée 3.5m, 3.2m) :

✓ Du 1^{er} au 10^{ème} étage :

	Moments <u>max</u> à l'ELS	Ferrailage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	k	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	22.54	3.39	0.323	0.911	41.18	0.025	228.08	5.70
En Appui	39.51	6.78	0.646	0.882	27.37	0.037	206.47	7.64

✓ Poutres secondaires (travée 4.00m) :

✓ Du 1^{er} au 10^{ème} étage :

	Moments <u>max</u> à l'ELS	Ferrailage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	k	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	14.47	3.39	0.323	0.911	41.18	0.025	146.42	3.66
En Appui	01122032...3.39.....	0.323....	0.911....	41.18.....	0.025....224155	5.61

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes. ✓

✓ **ELS vis à vis des déformations**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b.d} < 4.2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

A_s : Section adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} l^2 / 8$).

✓ **Vérification des conditions :**

1 ^{ère} condition			2 ^{ème} condition		3 ^{ème} condition		
portique	Travée	h/l	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s f_e / b.d$	$M_t(\text{cm}^2)$	M_0	$M_t / 10 M_0$
A et G	PP1 de 3.5m	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.69 < 4.2 \dots \checkmark$	12.50	42.18	$h/l > 0.03 \dots \checkmark$
	PP2 de 6.3m	$0.07 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.07 < 4.2 \dots \checkmark$	4.54	16.74	$h/l > 0.02 \dots \checkmark$
B et F	PP1 de 3.5m	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.69 < 4.2 \dots \checkmark$	19.19	51.82	$h/l > 0.03 \dots \checkmark$
C, D et E	PP1 de 3.5m	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.69 < 4.2 \dots \checkmark$	22.96	57.89	$h/l > 0.04 \dots \checkmark$
	PP1 de 3.15m	$0.11 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.69 < 4.2 \dots \checkmark$	20.58	24.26	$h/l > 0.08 \dots \checkmark$
1, 2, 5 et 6	PS de 3.5m	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.69 < 4.2 \dots \checkmark$	21.54	21.83	$h/l > 0.09 \dots \checkmark$
	PS de 3.2m	$0.11 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.69 < 4.2 \dots \checkmark$	14.93	32.24	$h/l > 0.04 \dots \checkmark$
	PS de 4.0m	$0.08 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.69 < 4.2 \dots \checkmark$	9.26	31.11	$h/l > 0.03 \dots \checkmark$
3 et 4	PS de 3.2m	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$2.31 < 4.2 \dots \checkmark$	20.82	25.57	$h/l > 0.08 \dots \checkmark$
	PS de 4.0m	$0.08 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$2.31 < 4.2 \dots \checkmark$	10.10	16.67	$h/l > 0.06 \dots \checkmark$
34	PS de 4.0m	$0.08 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.69 < 4.2 \dots \checkmark$	15.47	22.03	$h/l \geq 0.07 \dots \checkmark$

✓ Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, on se dispense de la vérification de la flèche.

✓ Introduction :

Le calcul se fera en flexion composée a l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.5Q), On utilisant le logiciel « ETABS ».

Recommandation du RPA 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Ø Le diamètre minimal est de 12 mm,

Ø La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),

Ø La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Ø Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

✓ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0.8 % de la section du béton :

Poteaux 40x40 : $A_{s \min} = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s \min} = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{s \min} = 7.2 \text{ cm}^2$

Poteau circulaire D=40 : $A_{s \min} = 10.05 \text{ cm}^2$

✓ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 3 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Ø Zone courante :

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 48 \text{ cm}^2$.

Poteaux 35x35 : $A_{s \max} = 36.75 \text{ cm}^2$.

Poteaux 30x30 : $A_{s \max} = 27 \text{ cm}^2$.

Poteau circulaire D=40 : $A_{s \max} = 37.68 \text{ cm}^2$

Ø Zone de recouvrement :

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 96 \text{ cm}^2$.

Poteaux 35x35 : $A_{s \max} = 73.5 \text{ cm}^2$.

Poteaux 30x30 : $A_{s \max} = 54 \text{ cm}^2$.

Poteau circulaire D=40 : $A_{s \max} = 75.36 \text{ cm}^2$

Ø Conventions:

Efforts normaux :

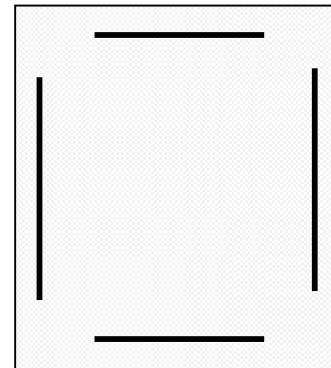
$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

Ferrailage :

As_2 : armatures dans le sens yy.

As_3 : armatures dans le sens xx.



Ø Ferrailage des poteaux P1 (40x40):

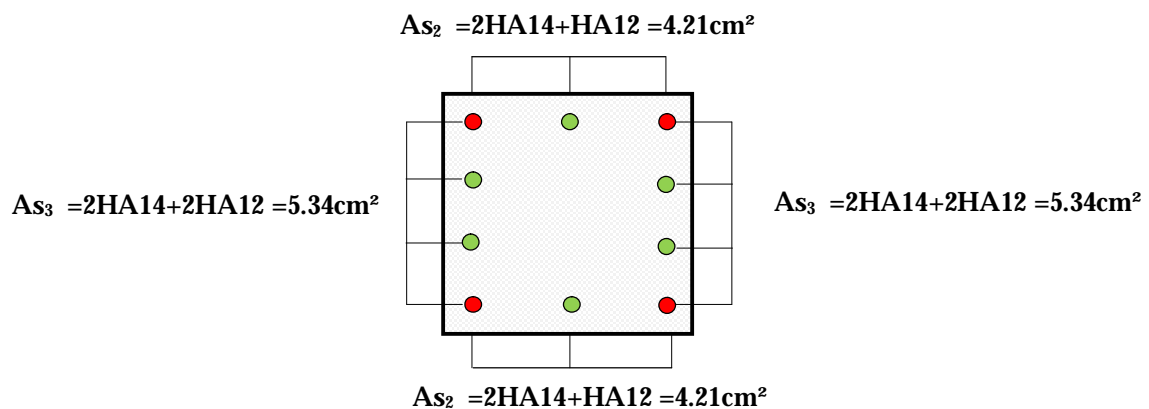
Poteau P1	Etat limite ultime	
	$N_{C_{max}} = 2328.27 \text{ KN}$	
	$M_3 = 47.93 \text{ KN.m}$	$M_2 = 16.65 \text{ KN.m}$
	$As_3 = 5.21 \text{ cm}^2$	$As_2 = 2.34 \text{ cm}^2$

P1 (40x40) :

Sens xx : $As_{3 \max} = 5.21 \text{ cm}^2$

Sens yy : $As_{2 \max} = 2.34 \text{ cm}^2$

On opte pour le ferrailage suivant :



La section totale de $4HA14 + 6HA12 = 12.94 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \min} = 12.8 \text{ cm}^2$). ✓

Ø Ferraillage du poteau circulaire (D=40cm):

Puisqu'on a les mêmes efforts que le poteau P1, donc on aura la même section d'armature, ce qui nous conclut à une section totale de $8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \min} = 10.05 \text{ cm}^2$) ✓

Ø Ferraillage des poteaux P2 (35x35):

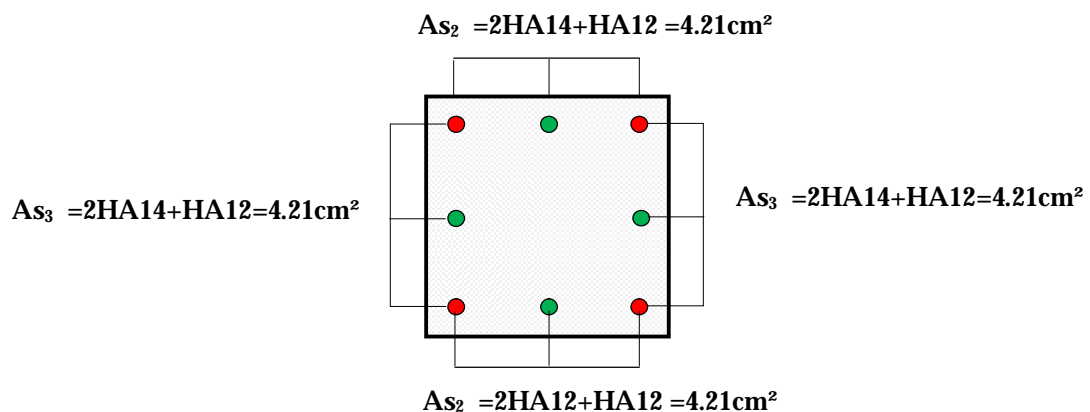
Etat limite ultime		
Poteau P2	$N_{c \max} = 1669.07 \text{ KN}$	
	$M_3 = 38.10 \text{ KN.m}$	$M_2 = 30.35 \text{ KN.m}$
	$A_{s3} = 3.17 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 2.35 \text{ cm}^2$

P2 (35x35) :

Sens xx : $A_{s3 \max} = 3.17 \text{ cm}^2$.

Sens yy : $A_{s2 \max} = 2.35 \text{ cm}^2$.

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale est de $4HA14 + 4HA12 = 10.68 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le

RPA ($A_{s \min} = 9.8 \text{ cm}^2$). ✓

Ø Ferraillage des poteaux P3 (30x30):

Poteau P3	Etat limite ultime	
	$N_{c_{max}} = 925.61 \text{ KN}$	
	$M_3 = 19.05 \text{ KN.m}$	$M_2 = 23.31 \text{ KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$

P3 (30x30) :

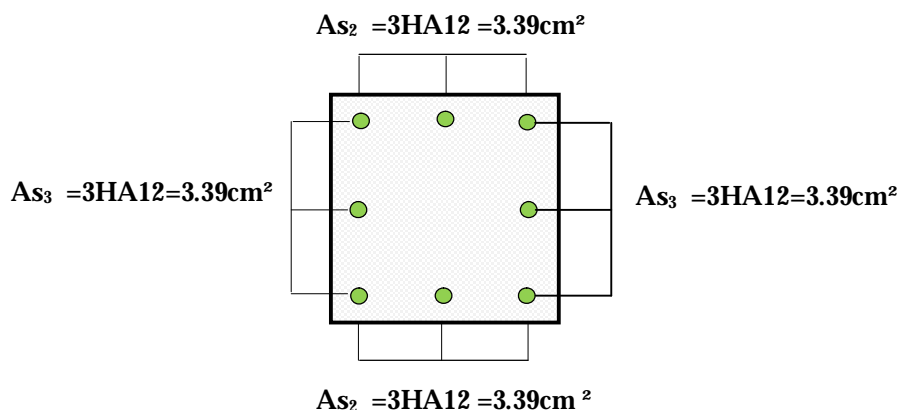
Sens xx : $A_{s3 \text{ max}} = 1.79 \text{ cm}^2$.

Sens yy : $A_{s2 \text{ max}} = 0.00 \text{ cm}^2$.

Les poteaux P1 (30x30) seront ferraillés avec la section minimale du RPA

$A_{s \text{ min}} = 7.2 \text{ cm}^2$.

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale de $8HA12 = 9.04 \text{ cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le

RPA ($A_{s \text{ min}} = 7.2 \text{ cm}^2$) ✓

✓ Vérification à l'ELS:

Ø État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Ø Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

Contrainte admissible de l'acier :

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée.
- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

-Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{bl} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{bl} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{bl} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l' ELS

M_s : Moment fléchissant à l' ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

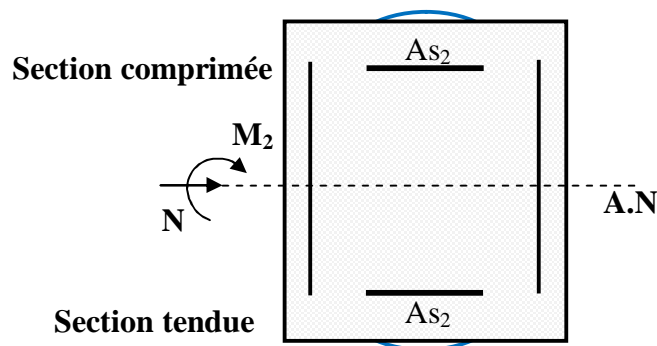
$$q = -2^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2.

Ø Sens 2-2:



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $AS_{2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $AS_{2\text{adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des compressions, et les négatives des tractions.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Les contraintes précédées d'un signe négatif sont des tractions.

Poteaux P1 (40x40):

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivant :

Ø Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} → M ₃	1695.12	37.42	5.34+5.34	SEC	12,5	181,2	6,7	107,7

Ø Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} → M ₂	1695.12	12.10	4.21+4.21	SEC	10,8	159,6	8,9	134,9

Ø Poteaux P2 (35x35):

Ø Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} → M ₃	1214.28	26.71	4.21+4.21	SEC	12,1	173,1	5,9	96,5

Ø Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} → M ₂	1214.28	22.19	4.21+4.21	SEC	11,5	166,6	6,4	103,0

Ø Poteaux P3 (30x30):

Ø Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} → M ₃	673.66	13.75	3.39+3.39	SEC	9,2	131,0	4,2	70,7

Ø Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{max} → M ₂	673.66	17.09	3.39+3.39	SEC	9.8	138.3	4.2	63.4

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.....



✓ Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Ø Poteaux P1 (40x40):

Ø Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{3 max}	1695.12	37.42	2.2	5.63	12.94

Ø Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{2 max}	1695.12	12.10	0.71	4.69	12.94

Ø Poteaux P2 (35x35):

Ø Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{3 max}	1214.28	26.71	2.19	4.48	10.68

Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{2 max}	1214.2	22.19	1.82	4.20	12.68

Ø Poteaux P1 (30x30):

Ø Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{3 max}	673.66	13.75	2.04	3.39	9.04

Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{2 max}	673.66	17.09	2.53	3.87	9.04

✓ Calcul des armatures transversales :

Ø Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$f_t = \frac{f_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \quad \text{soit } f_t = 8 \text{ mm}$$

φ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8= 2.01cm²**

Ø Espacement armatures transversales:

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u: Effort tranchant de calcul

h₁: Hauteur totale de la section brute

f_e: Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t: Espacement des armatures transversales

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2.50** si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée

est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du **sous-sol 1** en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (4.00 - 0.20) = 2.68.$$

L'élancement géométrique λ est égal à $2.68 / 0.40 = \underline{6.70}$.

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à 2.50.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 26.92 \text{ KN}$.

Ø Application numérique :

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 40 \times 400}{2.5 \times 26.92 \times 10^3} = 47.78 \text{ cm.}$$

Ø Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_l^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

• En zone courante :

$$S_t' \leq 15 \varnothing_l^{\min} < 18 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

Ø Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰ } S_t \times b$$

Ø Poteaux 1 :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \dots \quad \checkmark$$

Ø Poteaux 2 :

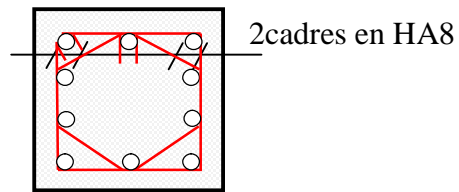
$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \dots \quad \checkmark$$

Ø Poteaux 3 :

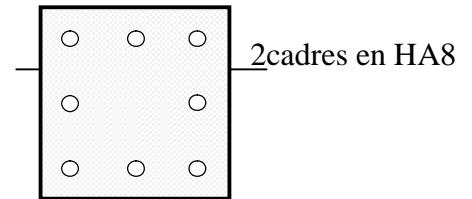
$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 = A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 10 barres



Poteaux avec 8 barres



Les crochets ont une longueur de 8cm.

Ferrailage des voiles

Introduction :

Un voile se comporte comme une console verticale, encastré en pied dans ses fondations et soumis à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- ü Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ü Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- ü Sur le plan vertical (acier verticaux)
- ü Sur le plan horizontal (acier horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces derniers on aura finalement un seul élément en section en : I&T

Prescriptions pour le ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003.

a- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexions composées en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrites ci-dessous :

- Ø L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu ;
- Ø Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile ;
- Ø A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égale à 15 cm ;
- Ø Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Ø Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine ;
- Ø Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

- Ø Dans le cas où il existe des talons de rigidités, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c- Prescriptions communes :

- Ø L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5e \quad e: \text{épaisseur du voile}$$

$$s \leq 30\text{cm}$$

- Ø Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

- Ø Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré de surface. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ;

- Ø Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Ø Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Ø Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de Navier-Bernoulli :

$$\sigma_{a,b} = N/S \pm Mx Y/I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refend considéré ;

M : moment de flexion agissant sur le refend considéré ;

I : moment d'inertie du refend considéré ;

Y : bras de levier.

Remarque :

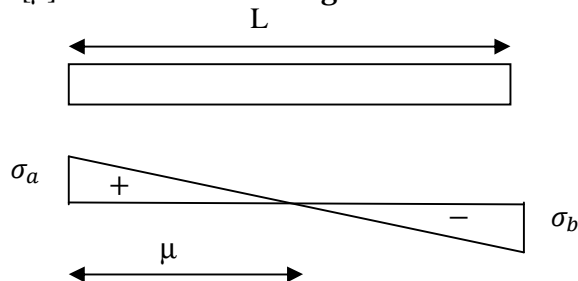
Si σ_a et σ_b sont de signe positif on aura une section entièrement tendue (SET) ;

Si σ_a et σ_b sont de signe négatif on aura une section entièrement comprimée (SEC) ;

Si σ_a et σ_b sont de signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A. Section partiellement comprimée (SPC) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables.



$$\tan \alpha = \frac{-\sigma_b}{L - \mu} = \frac{\sigma_a}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{\left[1 - \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

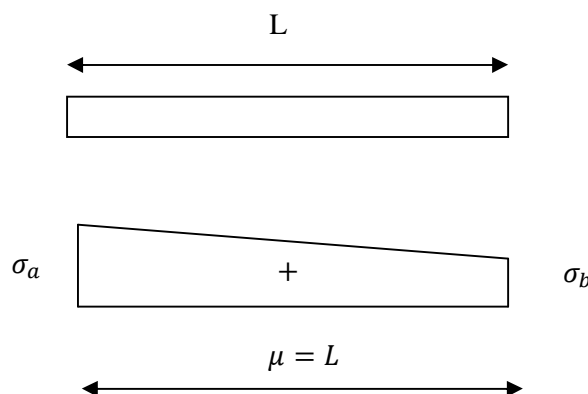
$$T = (\sigma_a \times \mu \times b) / 2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par la formule suivante : $A_s = T / \left[\left(f_e / \gamma_s \right) \right]$

B. Section entièrement tendue (SET) :

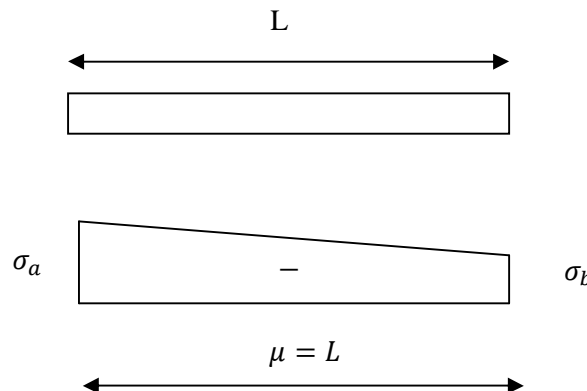
Dans ce cas on a deux contraintes de tractions, la longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) et l'effort de traction est égale à : $T = (\sigma_a + \sigma_b) \cdot \mu \cdot b / 2$

La section d'armature est : $A_s = T / \left[\left(f_e / \gamma_s \right) \right]$



C. Section entièrement comprimée (SEC):

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum).



Vérification des contraintes de cisaillement :

Ø (Art 7.7.2 RPA):

La contrainte de cisaillement dans le béton t_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{t}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa}$.

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec: $V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Ø Art 5.1.1 BAEL 91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 3.26\text{Mpa}.$$

Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

Combinaison de calcul :

Le rôle principal des voiles est de reprendre la totalité des efforts latéraux c'est pour cela on va considérer seulement les sollicitations et déformations données par les combinaisons d'actions sismiques et qui sont :

$$\begin{aligned} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{aligned}$$

Calcul du ferrailage :

On va procéder par zone :

Zone I : s.sol 1;

Zone II : s.sol 2&RDC;

Zone III : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème};

Zone IV : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}&7^{ème}.

1) Voiles pleins :

voiles	zone I	zone II	zone III	zone IV
L (m)	3.9	3.9	3.85	3.8
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m ⁴)	1.4808	1.4808	1.2737	1.0987
S (m ²)	0.94	0.94	0.875	0.82
Y (m)	1.95	1.95	1.93	1.9
N (KN)	-2753.2	-1200.35	-1419.3	-804.33
M (KN.m)	9283.19	6795.39	3513.25	1465.01
s (KN/m ²)	9295.73	7671.58	3701.42	1552.58
s (KN/m ²)	-15154	-10226	-6945.6	-3514.4
nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
m (m)	1.48	1.67	1.2	1.1
T (KN)	1747.60	1482.53	541.33	194.07
Acal (cm ²)	43.69	37.06	13.53	4.85
Amin/m (cm ²)	7.6	8.28	5.85	5
choix	4HA16+24HA14	14HA14+16HA12	8HA12+14HA10	8HA12+14HA10
Aadopt/section tendue (cm ²)	45	39.64	19.96	19.96
Atotal adopté (cm ²)	8HA16+60HA14 108.48	28HA14+40HA12 88.32	16HA12+48HA10 55.52	16HA12+48HA10 55.52
Amin RPA (cm ²)	14.1	14.1	13.125	12.3
Ah/nappe (cm ²)	13.56	11.04	6.94	6.94
choix /nappe	21HA10 (e=15cm)	21HA10 (e=15cm)	19HA8 (e=15cm)	19HA8 (e=15cm)
armatures transversales	5 Epingles HA8/m ²			
efforts tranchants Vu (KN)	772.12	704.65	496.03	314.64
contrainte de cisaillement	t _b [MPa]	1.10	1.00	0.72
	t _u [MPa]	1.54	1.41	1.00
contrainte ELS	Ns [KN]	2407.49	2199.6	1698.18
	S _{bc} [MPa]	1.44	1.62	2.26
				1.27

2) Voiles avec ouvertures :

- Trumeaux :

voiles	zone I	zone II	zone III	zone IV
L (m)	1.25	1.25	1.225	1.2
b (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
I (m ⁴)	0.0446	0.0446	0.0394	0.0344
S (m ²)	0.33	0.33	0.297	0.27
Y (m)	0.52	0.52	0.535	0.55
N (KN)	1958.19	1429.73	628.74	207.77
M (KN.m)	449.81	245.01	151.42	71.69
s (KN/m ²)	11178.3	7189.13	4173.05	1915.72
s (KN/m ²)	689.48	1475.9	60.88	-376.69
nature de la section	SET	SET	SET	SPC
m (m)	1.25	1.25	1.225	1
T (KN)	1958.18	1429.73	628.74	220.31
Acal (cm ²)	48.95	35.74	15.72	5.51
Amin/bande tendue (cm ²)	6.6	6.6	5.94	4.6
choix /bande tendue	20HA16+6HA14	20HA14+6HA12	8HA12+16HA10	8HA12+16HA10
Atotal adopté (cm ²)	49.44	37.58	21.52	21.52
Amin RPA (cm ²)	4.95	4.95	4.45	4.05
Ah/nappe (cm ²)	6.18	4.7	2.69	2.69
choix /nappe	21HA10 (e=15cm)	21HA10 (e=15cm)	19HA8 (e=15cm)	19HA8 (e=15cm)
armatures transversales	5 Epingles HA8/m ²			
efforts tranchants Vu (KN)	208.77	164.82	145.76	115.43
contrainte de cisaillement	t _b [MPa]	0.93	0.73	0.66
	t _u [MPa]	1.30	1.03	0.93
contrainte ELS	Ns [KN]	813.83	724.49	548.21
	S _{bc} [MPa]	1.10	1.28	1.70

- Linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leurs extrémités. Ils seront calculés en flexion simple, ferrailés de sorte à reprendre les efforts M, T résultants des charges verticales et de l'action sismique.

La disposition du ferrailage doit être symétrique.

On va procéder par zone :

Zone I : s.sol 1; s.sol 2&RDC;

Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} ;

Zone IV : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}&7^{ème}.

Ü Exposé de la méthode:

Nous utiliserons la méthode de calcul exposée dans le RPA.

Ø Exemple de calcul (Linteau zone I)

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 2.30m$$

$$l = 1.40m$$

$$e = 0.2m$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 694.15}{20 \times 0.9 \times 230} = 2.35 \text{ MPA}$$

$$2.35 \text{ MPA} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$$

- Calcul des armatures :

$$\tau_b = 2.35 > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPA (Cas 2)}$$

Dans ce cas en plus des armatures longitudinales, transversales et armatures de peaux qui sont disposées suivant les minimums réglementaires, il est obligatoire de disposer des armatures diagonales A_D pour qui le rôle est de reprendre les efforts de compression et traction générés par un mouvement sismique.

Le calcul de ces armatures se fait comme suit :

§ Armatures diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha} \text{ avec } \tan(\alpha) = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$\text{Et } V = V_{calcul} \text{ (sans majoration)}$$

AN:

$$A_D = \frac{694.15}{2 \times 40 \times \sin 58} = 6.9 \text{ cm}^2 \text{ (4HA16+2HA14=11.12 cm}^2\text{)}$$

§ Armatures longitudinales :

$$A_l, A_{l'} \geq 0.0015 bh$$

$$A_l, A_{l'} = 0.0015 \times 20 \times 230 = 6.9 \text{ cm}^2 \text{ (2HA16+2HA14=7.10 cm}^2\text{)}$$

§ Armatures transversales :

$$\tau_b = 2.35 > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.0025 b s$$

avec: $s \geq h/4 = 57.5 \rightarrow s = 20 \text{ cm}$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 \text{ (2HA10=1.56 cm}^2\text{)}$$

§ Armatures de peaux :

$$A_c \geq 0.0020 b h$$

$$A_c = 9.20 \text{ cm}^2 \text{ (10HA12=10.30 cm}^2\text{)}$$

§ Longueur d'ancrage :

$$L_d \geq h/4 + 50\bar{A}$$

$$L_d = 137.5 \text{ cm}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

voiles	zone I	zone II	zone III
h (m)	2.3	1.96	1.96
L (m)	1.4	1.4	1.4
e (m)	0.2	0.2	0.2
Vu (KN)	694.15	396.87	257.62
σ_b [MPa]	2.35	1.57	1.02
$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	5	5	5
0,06.fc28	1.5	1.5	1.5
Cas	1	1	2
Al=Al' (cm ²)	6.9	5.88	3.32
choix des barres	2HA16+2HA14=7.1	2HA16+2HA12=6.28	2HA16=4.02
espacement St (cm)	20	20	20
At (cm ²)	1	1	1.04
choix des barres	2HA10=1.56	2HA10=1.56	2HA10=1.56
AD (cm ²)	10.23	6.16	0
choix des barres	4HA16+2HA14=11.12	4HA14+2HA12=8.42	/
Ac (cm ²)	9.2	7.84	7.84
choix des barres	10HA12=10.30	8HA12=9.04	8HA12=9.05
longueur d'ancrage (cm)	137.5	137.5	137.5

Calcul du voile plaque de soutènement

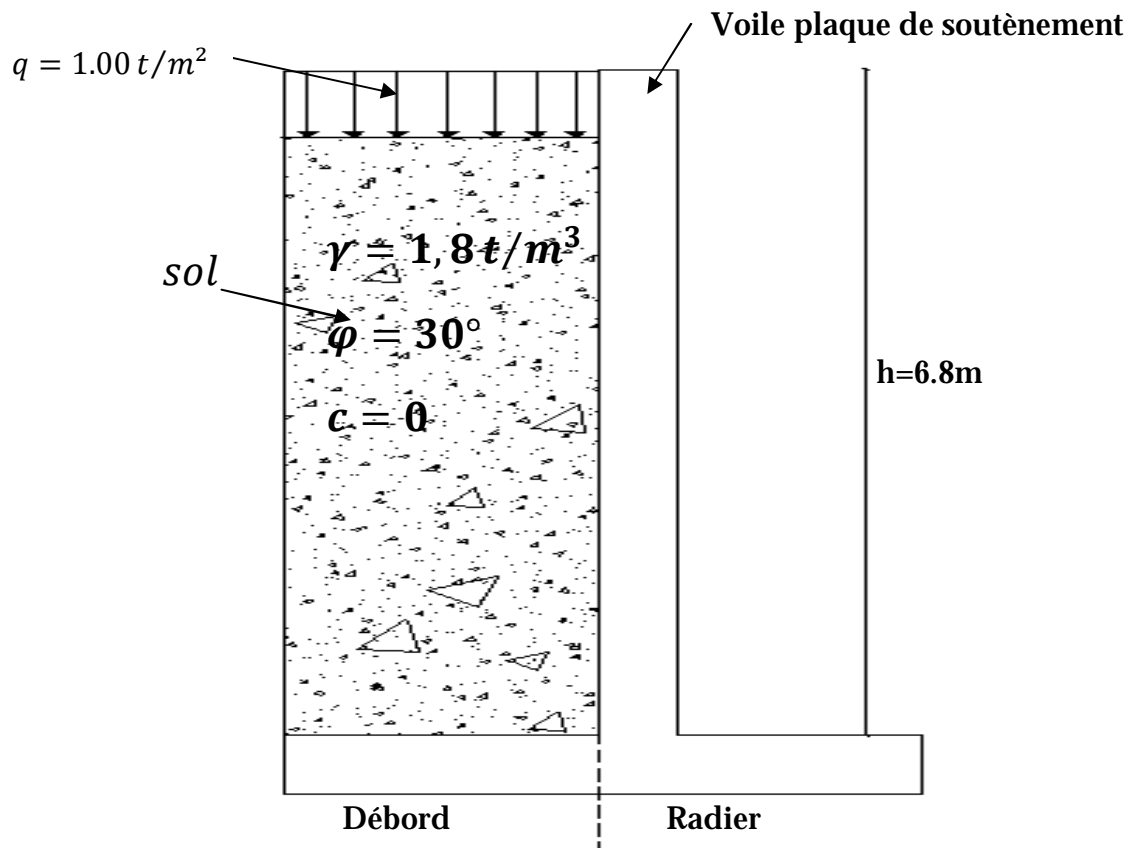
Le voile plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

1) Pré- dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

- Contraintes de sollicitation :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.



- Voile plaque de soutènement

Ø Méthode de RANKINE :

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope ;
- Condition de déformation plane ;
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB ;
- Massif à surface libre plane.

RANKINE (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses ($\lambda = \delta = \beta = 0$)!!!

	Poussée	Butée
Sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0, c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_a = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_a = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

Avec :

- $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ pour la poussée.
- $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ pour la butée.

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$) , notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V \quad ; \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

- K_a : Coefficient de poussée des terres ;
- φ : Angle de frottement.

Ø Caractéristique du sol :

$$\begin{cases} \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 \\ q = 1 \text{ t/m}^2 \quad (\text{surcharge eventuelle}) \\ \varphi = 30^\circ \Rightarrow K_a = 0.333 \end{cases}$$

2) calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \cdot (1,5 \cdot 1) = \mathbf{0,5 \text{ t/m}^2} ;$$

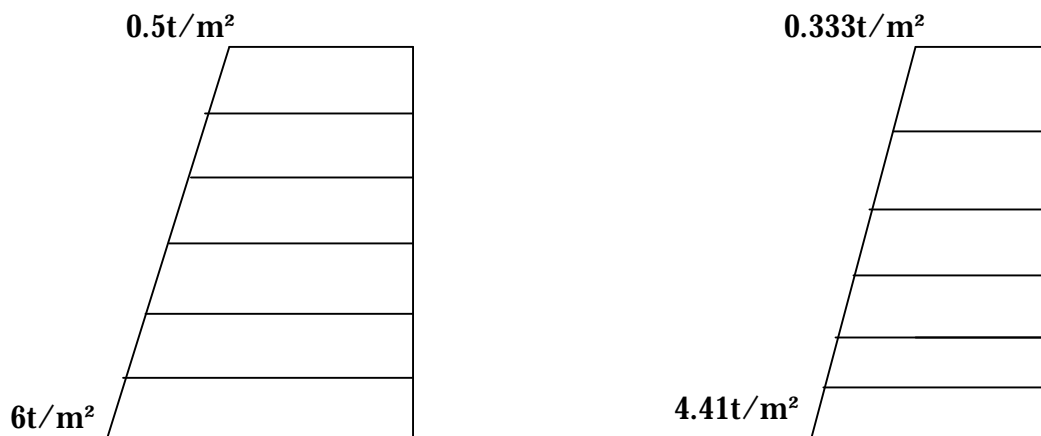
$$h = 6,8 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \cdot (1,35 \cdot 1,8 \cdot 6,8 + 1,5 \cdot 1) = \mathbf{6 \text{ t/m}^2}.$$

ELS:

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a \cdot (\gamma \cdot h + q) ;$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \cdot (1) = \mathbf{0,333 \text{ t/m}^2} ;$$

$$h = 6,8 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0,333 \cdot (1,8 \cdot 6,8 + 1) = \mathbf{4.41 \text{ t/m}^2}.$$



Diagrammes des contraintes

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3 \cdot (\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1})}{4} \cdot 1 \text{ m} = \frac{3 \cdot (6 + 0,5)}{4} = 4,875 \text{ t/ml} .$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3 \cdot (\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1})}{4} \cdot 1 \text{ m} = \frac{3 \cdot (4,41 + 0,333)}{4} = 3,55 \text{ t/ml}.$$

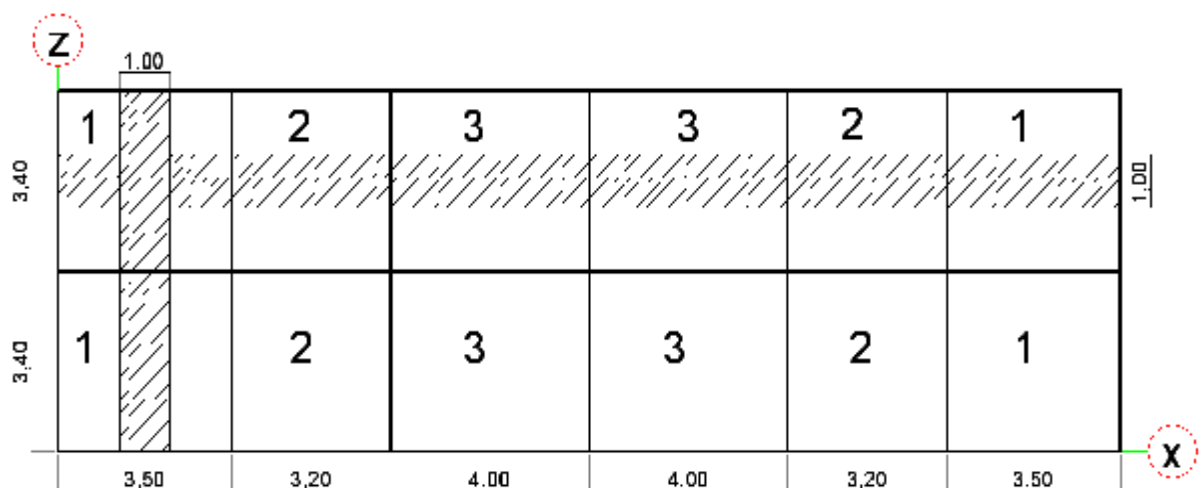
3) Ferraillage du voile plaque de soutènement :

▼ Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un coté et simplement appuyé des trois autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simplement appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.



- Identification des panneaux :

$$\text{Panneaux 1 : } \rho = \frac{340}{350} = 0.97$$

$$\text{Panneaux 2 : } \rho = \frac{320}{340} = 0.94 \quad \Rightarrow 0.4 \geq \rho \geq 1$$

$$\text{Panneaux 3 : } \rho = \frac{340}{400} = 0.85$$

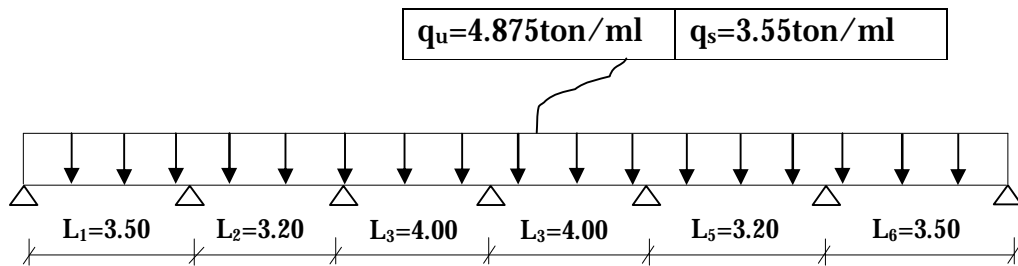
Conclusion : tous les panneaux de dalle travaillent selon deux sens.

▼ Charges et surcharges revenants au voile :

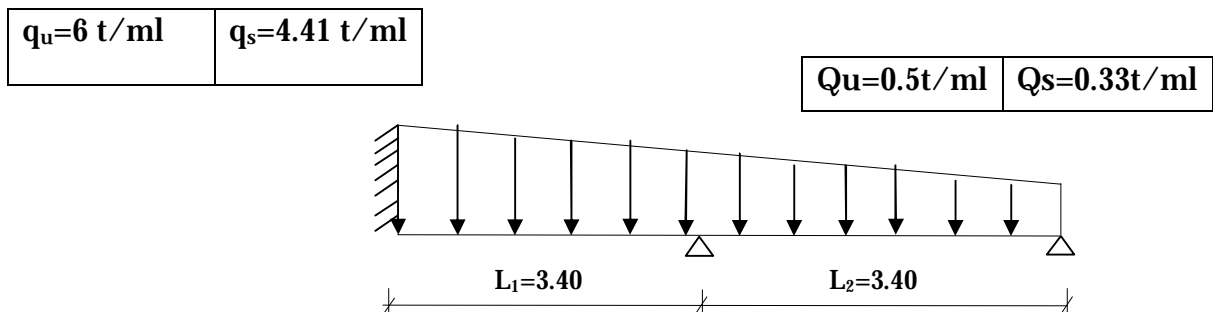
	ELU (t/ml)	ELS (t/ml)
Dans le sens xx'	4.875	3.55
Dans le sens zz'	6 à 0 m	4.41 à 0 m
	0.5 à 6.8 m	0.333 à 6.8 m

✓ Schémas statiques :

- Dans le sens xx' :



- Dans le sens zz' :



✓ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel sap 2000.les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

• Remarque :

Pour le calcul statique le logiciel sap 2000 utilise la méthode des 3 moments, cette dernière surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de $1/3$ pour les moments en travée
- Diminution de $1/3$ pour les moments aux appuis.

		sollicitations	Valeurs max	Valeurs corrigées	diagrammes
Dans le sens zz'	ELU	Moment en appui(KN.m)	50.01	33.34	
		Moment en travée(KN.m)	22.71	20.28	
		Effort tranchant (KN)	89.96	89.96	
	ELS	Moment en appui(KN.m)	36.77	24.51	
		Moment en travée(KN.m)	16.70	22.27	
		Effort tranchant (KN)	65.83	65.83	
Dans le sens xx'	ELU	Moment en appui(KN.m)	71.49	47.49	
		Moment en travée(KN.m)	47.48	63.30	
		Effort tranchant (KN)	101.46	101.46	
	ELS	Moment en appui(KN.m)	52.06	34.70	
		Moment en travée(KN.m)	34.79	46.38	
		Effort tranchant (KN)	73.89	73.89	

✓ **Ferraillage :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=25cm).

- Armature dans le sens xx' :

$$M_{\max}=63.30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{xx'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{63.30 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,092 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0,092 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{63.30 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.952} = 8.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour **8T14=12.32 cm²/ml ; Soit 1T14 tous les 12cm.**

- Armature dans le sens zz' :

$$M_{\max}=33.34$$

$$\mu_u = \frac{M_{zz'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{33.34 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,048 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_{zz'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{33.34 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.975} = 4.46 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T12=6.78 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 15cm.**

4) Vérification à l'ELU :

A) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales —→ $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx' $S_t=12 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$

Dans le sens zz' $s_t=15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

✓ Dans le sens xx' : $A_{\text{ad}} = 8T14 = 12.32 \text{ cm}^2 > 2.65 \text{ cm}^2$ ✓

✓ Dans le sens zz' : $A_{\text{ad}} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 2.65 \text{ cm}^2$ ✓

C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \frac{0.15 \cdot f_{c25}}{g_d}$$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \underline{2.5 \text{ Mpa.}}$

✓ Calcul de τ_u^{max} :

$$V_{\text{max}} = 101.466 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{101.46 \times 10^3}{1000 \times 220} \quad ; \text{ Donc : } \underline{t_u = 0.46 \text{ Mpa.}}$$

$$t_u < \bar{t}_u \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires✓}$$

D) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa}}}$$

Calcul de τ_{se} :

$$\vee \text{ Dans le sens } xx' : V_U^{\max} = 101.46$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 8 \times 14 = 351.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{101.46 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 351.68} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{1.45 \text{ Mpa}}}$$

$$t_{se} < \bar{t}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres } \checkmark$$

$$\vee \text{ Dans le sens } zz' : V_U^{\max} = 89.86 \text{ KN}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{89.86 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 226.08} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{2.00 \text{ Mpa}}}$$

$$t_{se} < \bar{t}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres } \checkmark$$

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

✓ Dans le sens xx' :

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur du voile dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$

✓ Dans le sens zz' :

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur du voile dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

✓ Dans le sens xx' :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 101.46 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 220} = \underline{\underline{1.024 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

✓ Dans le sens zz' :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 89.86 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 220} = \underline{\underline{0.90 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

G) Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

✓ Dans le sens xx' :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{101.46.10^3}{348.100} = 2.91 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 12.32 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures ancrées sont suffisantes ✓

✓ Dans le sens zz' :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{89.86.10^3}{348.100} = 2.58 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures ancrées sont suffisantes ✓

5) Vérification à l'ELS :

✓ Moments fléchissant :

- Dans le sens xx' :

$$M_{\max} = 46.38 \text{ KN.m}$$

- Autour de zz' :

$$M_{\max} = 24.51 \text{ KN.m}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3.2 /BAEL91) :

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e, \max(0,5 \cdot f_e ; 100 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{tj}} \right\}$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400, \max(0,5 \cdot 400 ; 100 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 21}) \right\}$$

$$\bar{\sigma} = \min \{ 266.7, \max(200 ; 201.63) \} = 201.63 \text{ MP}$$

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5.2 /BAEL91)

- **Dans le sens xx' :**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{12.32}{100 \times 22} \times 100 = 0.560$$

$$\rho_1 = 0.560 \Rightarrow k_1 = 29.64 \text{ et } \beta_1 = 0.888$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{46.38 \times 10^6}{0.888 \times 220 \times 1232} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{192.70 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 192.70 \leq \bar{\sigma}_s = 201.36 \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{192.70}{29.64} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{6.50 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 6.50 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

- Dans le sens zz' :

• Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 22} \times 100 = 0.308$$

$$\rho_1 = 0.308 \Rightarrow k_1 = 42.47 \text{ et } \beta_1 = 0.913$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{24.51 \times 10^6}{0.913 \times 220 \times 678} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{180 \text{ Mpa}}}$$

$$s_s = 180 \leq \bar{s}_s = 201.63 \dots\dots\dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } s_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{180}{42.47} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{4.24 \text{ Mpa}}}$$

$$s_{bc} = 4.24 \leq \bar{s}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

C) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b.d} < 4.2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

A_s : Section adoptée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} l^2 / 8$).

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 > 0.0625 \dots\dots\dots \checkmark$$

$$\frac{A_s f_e}{b.d} = \frac{12.32.40}{100.22} = 0.24 < 4.2 \dots\dots\dots \checkmark$$

$$\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{63.30}{10.120} = 0.052 < 0.25 \dots\dots\dots \checkmark$$

Conclusion : le voile plaque de soutènement est ferrailé comme suit :

- **Partie intérieure et extérieure :**

1 T14 tous les 12 cm dans le sens xx'.

1T12 tous les 15 cm dans le sens zz'.

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

✓ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

✓ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

I. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol.

II. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

On optera pour des fondations superficielles.

III. Dimensionnement des semelles continues :**A. Semelles continues sous voile :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

B : largeur de la semelle,

L : longueur du voile,

G et Q : charge et surcharge à la base du voile,

σ_{Sol} : contrainte admissible du sol.

A.1 Voiles avec ouvertures :

$$B = \frac{373.6}{200 \times 3.90} = 0.48m$$

$$S=1.868m^2$$

A.2 Voiles fermés :

$$B = \frac{536.39}{200 \times 3.90} = 0.69m$$

$$S=2.68m^2$$

$$S_t=4 \times (2.68+1.86)=18.16m^2$$

Soit une section totale des voiles : $S_v = 18.16m^2$.

B. Semelles continues sous poteaux :

- Détermination de la résultante des charges R :

Portique B (y=21.6m) :

$$R_A = 1669.08 + 1415.09 + 1397.92 + 1456.9 + 1625 + 1304.7 = 10322.39 \text{ KN.}$$

Poteaux	N=G+Q (KN)	M _{inf}	e _i	N × e _i
1	1304.70	-0.16	10.15	13242.70
2	1625	3.78	6.65m	10809.25
3	1456.9	-0.51	3.15	4589.23
4	1453.70	0.14	0	0
5	1397.92	-0.23	;	-4403.45
6	1415.09	0.91	-6.65	-9410.34
7	1669.08	-8.48	-10.15m	-16941.16

- Détermination des coordonnées de la résultante :

$$e = \frac{\sum N_{is} e_i + \sum M_{is}}{R} = 0.20$$

$$\varepsilon = 0.00m < \frac{20.3}{6} = 3.38m \rightarrow \text{La répartition des charges est trapézoïdale.}$$

$$q \times \frac{L}{6} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{10322.39}{20.30} (1 +) = 522.49 [\text{KN/m}]$$

$$B \geq \frac{q \times \frac{L}{6}}{\sigma_{sol}} = \frac{508.47}{200} \rightarrow B = 2.65 [\text{m}].$$

La surface de la semelle sous poteaux est de : $2.65m \times 20.30 = 53.80m^2$.

La surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = 3 \times 53.80m^2 + [4 \times (3.5m \times 2.65m)] + [4 \times (7m \times 2.65m)] = 272.7m^2$$

La surface totale du bâtiment = 350m².

Surface totale des semelles sous voiles et poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 272.7 + 18.16 = 290.86\text{m}^2.$$

La surface des semelles représente 80.10% de la surface totale, ce qui est inadmissible.

- Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IV. Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

V. Pré dimensionnement du radier :

✓ Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad ; \text{ Avec : } L_{\max} = 4.00\text{m}$$

$$\text{A.N : } h_d \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm} \rightarrow \text{soit : } \underline{h_d = 35\text{cm}}.$$

✓ Hauteur des nervures :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max} / 10$$

$$\text{A.N : } h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm} \rightarrow \text{soit : } \underline{h_n = 80\text{cm}} \text{ et } \underline{b_n = 45\text{cm}}$$

VI. Détermination des efforts :

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

- G1 : charges permanentes de la superstructure= 48357.57 KN.
- G2 : charges permanentes de l'infrastructure $G_{rad} + G_{ner}$.

$$G2 = [350.00m^2 \times 0.35 \times 25] + [115.4m^2 \times 0.45 \times 25] = \mathbf{4360.75 \text{ KN.}}$$

- Q1 : surcharge de la superstructure = 8143.78 KN
- Q2 : surcharge du radier = **525KN.**

$$G = G1 + G2 = \mathbf{52718.32KN.}$$

$$Q = Q1 + Q2 = 8668.78 \text{ KN.}$$

I. Combinaisons d'actions :

→ Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{84172.90 \text{ KN.}}$$

Ø Etat limite de service :

$$N_s = G + Q = \mathbf{61387.1KN.}$$

VII. -1 Détermination de la surface du radier :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V \leq \bar{\sigma}$$

✓ Etat limite ultime :

$$S_{nec} \geq \frac{N_u}{1.33S_{sol}} = \frac{84172.90}{266} = 316.44.m^2$$

✓ Etat limite de service :

$$S_{nec} \geq \frac{N_s}{S_{sol}} = \frac{61387.10}{200} = 306.93m^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(316.44, 306.93) = 316.44m^2$$

$$S_{bat} = 350m^2 > 316.44m^2$$

N.B :

Etant donné que la surface totale du bâtiment est supérieure à celle nécessaire

Pour le radier, donc on n'aura pas de débord, mais le BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$H_{\text{deb}} \geq \max(h/2, 30\text{cm}) = \max(80/2, 30\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On opte pour un radier avec débord de $L_{\text{deb}} = 100\text{cm}$

Donc la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = 428.20\text{m}^2$

Ø Détermination des efforts à la base du radier :

Poids total du radier :

Poids_{radier} = poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante

$$\text{-volume du radier} = 0.4 \times 428.20 + [(0.8 - 0.35) \times 127.4] = 228.61\text{m}^3$$

$$\text{-volume des remblais} : 300.8\text{m}^2 \times 0.30 = 90.24\text{m}^3$$

$$\text{-volume de la dalle flottante} : (300.8 \times 0.15) = 45.12\text{m}^3$$

$$\text{-poids du radier} = 228.61 \times 25 = 5715.25\text{KN}$$

$$\text{-poids des remblais} = 90.24 \times 18 = 1624.32\text{KN}$$

$$\text{-poids de la dalle flottante} = 45.12 \times 25 = 1128\text{KN}$$

$$= 8467.57\text{KN}$$

$$G_{\text{total}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{structure}} :$$

$$= 8467.57 + 48357.57 = 56825.14\text{KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{structure}}$$

$$= 642.3 + 8143.78 = 8786.08\text{KN}$$

Combinaisons d'actions :

Ø Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{89893.06 \text{ KN.}}$$

Ø Etat limite de service :

$$N_s = G + Q = \mathbf{65611.22}$$

VIII. Vérifications :

A. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 1 \text{m}$; $d = 0.9 \times h_d = 0.31 \text{m}$.

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_R} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{89893.06 \times 1}{428.20} \times \frac{4.00}{2} = 419.86 [\text{KN}].$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{419.86}{1 \times 0.31 \times 10^3} = 1.375 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = 1,35 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$$

B. Vérification de la stabilité du radier :

Ø Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité sont $(x,y) = (11.15 ; 1070) \text{m}$.

Ø Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_{xi} + S_i (X_i - X_G)] = 19700.86 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)] = 15058.85 \text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dû aux charges verticales et à un moment de renversement (M) dû sollicitations horizontales.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

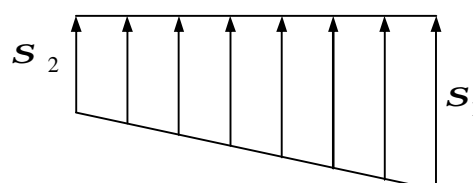
Avec : M_0 : moment à la base l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base.

h : profondeur de l'infrastructure.

La contrainte moyenne donnée par le diagramme :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$



Suivant l'axe xx :

A ELS :

$$M_{xsd} = [58627.31 + (2853.12 \times 0.8)] = 60909.80 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 65611.22 \text{ KN}$$

$$s_1 \geq \frac{N_s}{S_r} + \frac{M_{xsd}}{I_{yy}} \times x_G = \frac{65611.22}{428.20} + \frac{60909.80}{15058.85} \cdot 10.70 = 196.50 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 \geq \frac{N_s}{S_r} - \frac{M_{xsd}}{I_{yy}} \times x_G = \frac{65611.22}{428.20} - \frac{60909.80}{15058.85} \cdot 10.70 = 153.07 \text{ KN/m}^2$$

$$s_m = \frac{3s_1 + s_2}{4} \leq \bar{\sigma} \rightarrow s_m = \frac{3 \times 196.50 + 153.07}{4} = 185.45 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \rightarrow OK$$

A ELU :

$$M_{xsd} = [58627.31 + (2853.12 \times 0.8)] = 60909.80 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 89893.06 \text{ KN}$$

$$s_1 \geq \frac{N_s}{S} + \frac{M_{ysd}}{I_{yy}} \times x_G = \frac{89893.06}{428.20} + \frac{60909.80}{15058.85} \cdot 10.70 = 253.36 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 \geq \frac{N_s}{S} - \frac{M_{ysd}}{I_{yy}} \times x_G = \frac{89893.06}{428.20} - \frac{60909.80}{15058.85} \cdot 10.70 = 166.50 \text{ KN/m}^2$$

$$s_m = \frac{3s_1 + s_2}{4} \leq \bar{\sigma} \rightarrow s_m = \frac{3 \times 253.36 + 166.50}{4} = 231.64 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \rightarrow OK$$

Suivant l'axe yy :

A ELS :

$$M_{ysd} = [58839.92 + (2864.32 \times 0.8)] = 61131.37 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 65611.22 \text{ KN}$$

$$s_1 \geq \frac{N_s}{S} + \frac{M_{ysd}}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{65611.22}{428.20} + \frac{61131.37}{19700.86} \cdot 11.15 = 187.82 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 \geq \frac{N_s}{S} - \frac{M_{ysd}}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{65611.22}{428.20} - \frac{61131.37}{19700.86} \cdot 11.15 = 118.62 \text{ KN/m}^2$$

$$s_m = \frac{3s_1 + s_2}{4} \leq \bar{\sigma} \rightarrow s_m = \frac{3 \times 187.86 + 118.62}{4} = 170.52 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \rightarrow OK$$

A ELU :

$$M_{xsd} = [58839.92 + (2864.32 \times 0.8)] = 61131.37 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 89893.06 \text{ KN}$$

$$s_1 \geq \frac{N_u}{S} + \frac{M_{xsd}}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{89893.06}{428.20} + \frac{61131.37}{19700.86} \cdot 11.15 = 244.53 \text{ KN/m}^2$$

$$s_2 \geq \frac{N_u}{S} - \frac{M_{xsd}}{I_{xx}} \times X_G = \frac{89893.06}{428.20} - \frac{61131.37}{19700.86} \cdot 11.15 = 175.33 \text{ KN/m}^2$$

$$s_m = \frac{3s_1 + s_2}{4} \leq \bar{\sigma} \rightarrow s_m = \frac{3 \times 244.53 + 175.33}{4} = 227.23 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \rightarrow OK$$

IX. Ferraillage du tablier :

Le tablier du radier sera considéré comme un ensemble de dalle continue,
Soumis à un chargement uniforme encastré sur quatre cotés.

Deux cas se présentent à nous :

$$\emptyset \quad \rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\emptyset \quad 0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

A. Identification des panneaux :

Le radier est composé de 4 panneaux de dalles de différentes dimensions et encastrés sur leurs 4 côtés.

$$\rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.05}{3.55} = 0.86$$

$$\rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.75}{3.05} = 0.90$$

$$\rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.05}{3.05} = 1$$

$$\rho_1 = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.70}{3.05} = 0.88$$

Tous les panneaux des dalles travaillent dans les deux sens.

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

Etat limite ultime :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_{\text{urad}}}{S_{\text{rad}}} \right) 1\text{m} = 231.64 - \frac{12394.66}{428.20} = 202.69 \text{KN/ml}$$

Etat limite de service :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_{\text{srad}}}{S_{\text{rad}}} \right) 1\text{m} = 185.45 - \frac{9109.87}{428.20} = 164.17 \text{KN/ml}$$

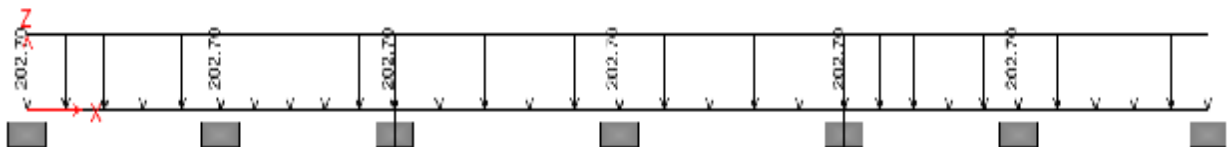
B .Calcul des efforts :

Pour le calcul des sollicitations nous utilisons le logiciel SAP 2000.

✓ **Etat limite ultime :**

✓ **Sens xx :**

$$q_u = 202.70 \text{KN/ml}, q_s = 164.17 \text{KN/ml}$$



Moments sur appuis :

Appuis	M sup	M corrigé
A	157.13	103.7
B	157.13	103.7
C	212.87	140.5
D	212.87	140.5
E	212.87	140.5
F	157.13	103.7
G	157.13	103.7

Moments en travées :

Travées	M sup	M corrigé
A-B	73.76	98.1
B-C	63.87	84.95
C-D	106.44	141.56
D-E	106.44	141.56
E-F	63.87	84.95
F-G	73.76	98.1

Ferraillages :

Sur appuis : $M_{\max}=140.5\text{KN.ml}$

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

$$\mu = \frac{140.50 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.096 < 0.392 \rightarrow SSA, \beta = 0.949$$

$$A_{ax} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{ax} = \frac{140.50 \times 10^3}{0.949 \times 32 \times 348} = 13.29 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 7\text{HA}16=14.07 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de (15cm)}$$

En travée : $M_{\max}=141.56 \text{ KN.ml}$

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

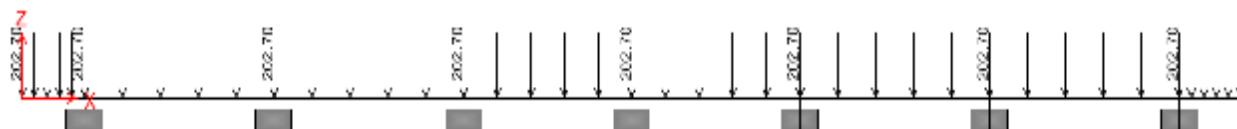
$$\mu = \frac{141.56 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.097 < 0.392 \rightarrow SSA, \beta = 0.9485$$

$$A_{ax} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{ax} = \frac{141.56 \times 10^3}{0.9485 \times 32 \times 348} = 13.40 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 7\text{HA}16=14.07 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de (15cm)}$$

✓ Sens yy :

$$q_u = 202.70 \text{ KN/ml}, q_s = 164.17 \text{ KN/ml}$$



Moments sur appuis :

Appuis	M sup	M corrigé
A	157.13	103.7
B	157.13	103.7
C	157.13	103.7
D	123.14	81.27
E	157.13	103.7
F	157.13	103.7
G	157.13	103.7

Moments en travées :

Travées	M sup	M corrigé
A-B	73.76	98.1
B-C	73.76	98.1
C-D	61.57	81.88
D-E	61.57	81.88
E-F	73.76	98.1
F-G	73.76	98.1

Ferraillages :

Sur appuis : $M_{\max}=103.7 \text{ KN.ml}$

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

$$\mu = \frac{103.7 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.071 < 0.392 \rightarrow SSA, \beta = 0.9635$$

$$A_{ax} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{ax} = \frac{103.7 \times 10^3}{0.9635 \times 32 \times 348} = 9.66 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 7\text{HA}14=10.78 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de (15cm)}$$

En travée : $M_{\max}=98.1 \text{ KN.ml}$

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

$$\mu = \frac{98.1 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.067 < 0.392 \rightarrow SSA, \beta = 0.9655$$

$$A_{ax} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{ax} = \frac{98.1 \times 10^3}{0.9655 \times 32 \times 348} = 9.12 \text{ cm}^2, \text{ Soit } 7\text{HA}14=10.78 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de (15cm)}$$

Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	7HA16/ml	7HA14/ml
Armatures en travée	7HA16/ml	7HA14/ml

Remarque : les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

B. Vérification à l'état limite ultime :**✓ Condition de non fragilité :**

Suivant Lx :

$$W_X = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.86) / 2 = 0.000856.$$

$$A_{\min x} = W_X \times b \times h = 0.000856 \times 100 \times 35 = 2.99 \text{ cm}^2 < 14.07 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} < A_x \dots \dots \dots \checkmark$$

Suivant Ly :

$$A_{\min y} = 0.000856 \times b \times h = 0.000856 \times 35 \times 100 = 2.99 \text{ cm}^2 < 10.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} < A_y \dots \dots \dots \checkmark$$

✓ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

C. Vérifications l'état limite de service :

Les vérifications seront faites suivant les deux directions orthogonales.

Suivant XX :

$$M_{u_a} = 140.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_t} = 141.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments sur appuis à l'ELS : } M_{s_a} = 113.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée à l'ELS : } M_{s_t} = 114.72 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Aux appuis :

$\mu=0.096 \rightarrow \alpha = 0.1264$

$$\alpha=0.1264 < \frac{1.23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.365 \dots\dots\dots \checkmark$$

En travée :

$\mu=0.097 \rightarrow \alpha = 0.1277.$

$$\alpha=0.1277 < \frac{1.233-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.366 \dots\dots\dots \checkmark$$

Suivant YY:

$M_{u_a} = 103.7 \text{ KN.m}$

$M_{u_t} = 98.10 \text{ KN.m}$

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{s_a} = 83.99 \text{ KN.m}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{s_t} = 76.79 \text{ KN.m}$

Aux appuis :

$\mu=0.071 \rightarrow \alpha = 0.0921$

$$\alpha=0.0921 < \frac{1.23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.367 \dots\dots\dots \checkmark$$

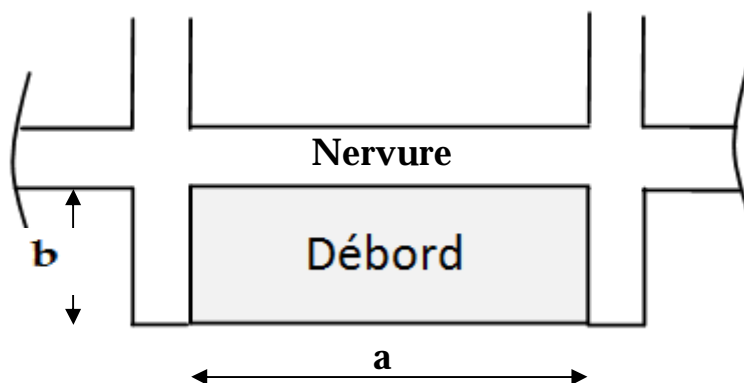
En travée :

$\mu=0.067 \rightarrow \alpha = 0.867.$

$$\alpha=0.867 < \frac{1.277-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.388 \dots\dots\dots \checkmark$$

X. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une plaque rectangulaire encastrée sur trois côtés, les moments en travée et sur appuis sont donnés par les tables de Czerny en fonction du rapport $\rho = b/a$,



✓ Calcul des sollicitations :

Sens x-x :

$$\rho = 1.00/3.55 = 0.28$$

Etat limite ultime : $q_u = 202.70 \text{ KN/ml}$

$$M_{A-X} = 18.55 \text{ KN.m} \rightarrow A_A = 1.68 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$M_{T-X} = 12.76 \text{ KN.m} \rightarrow A_T = 1.15 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Les armatures du tablier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord,

Afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures du tablier seront prolonger et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

A. Vérifications aux états limites :

Toutes les conditions ont été vérifiées dans le calcul du tablier.

Ferraillage des nervures :

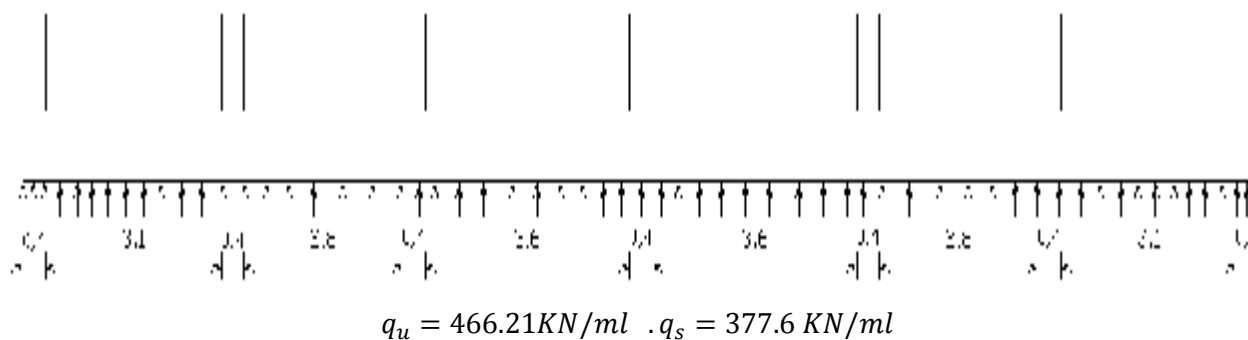
✓ Calcul des efforts :

Pour les calculs des sollicitations nous utilisons le logiciel SAP 2000,

Nous allons étudier 04 types des nervures, 02 dans chaque direction.

✓ Sens x-x :

Ø Nervure(file 2) :



ü Moment sur appuis :

Appuis	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A	164.05	149.65
B	278	225.15
C	246.45	199.61
D	<u>374.75</u>	<u>303.19</u>
E	246.45	199.61
F	278	225.15
G	164.05	149.65

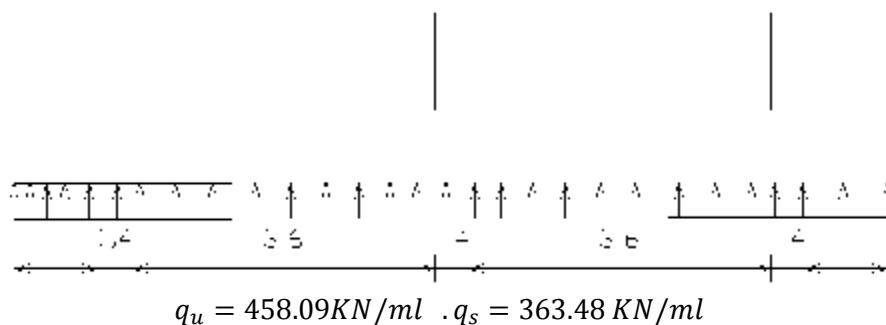
Moments en travée :

Travées	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A-B	489.5	396.51
B-C	79.22	64.17
C-D	378.53	306.61
D-E	378.53	306.61
E-F	79.22	64.17
F-G	489.5	396.51

Efforts tranchants à l'ELU :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
T_I [KN]	586.75	669.76	785.18	850.17	635.63	818.5
T_J [KN]	818.5	635.63	850.17	785.18	669.76	786.75

Ø Nervure (file 34):



Moment sur appuis :

Appuis	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
C	151.17	119.94
D	413.21	327.87
E	151.17	119.94

ü Moments en travée :

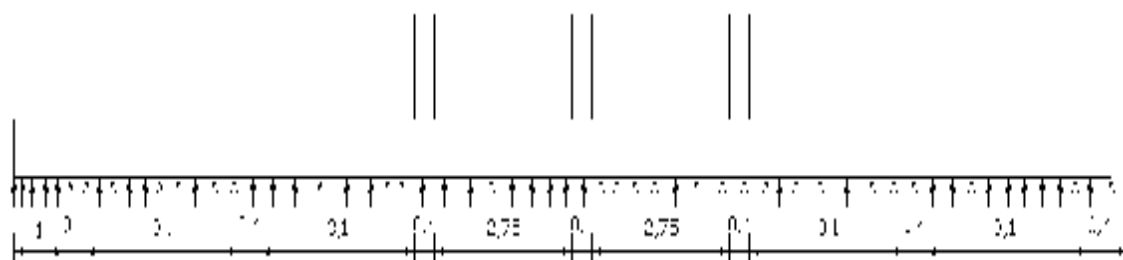
Travées	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
C-D	<u>422.66</u>	<u>355.55</u>
D-E	<u>422.66</u>	<u>355.55</u>

ü Efforts tranchants à l'ELU :

Travées	C-D	D-E
T _i [KN]	714.27	<u>850.85</u>
T _j [KN]	<u>850.85</u>	714.27

✓ Sens y-y :

Ø Nervure (file D):



$$q_u = 407.42 \text{ KN/ml} \quad . q_s = 329.98 \text{ KN/ml}$$

ü Moment sur appuis :

Appuis	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	156.88	108.89
2	241.87	195.9
3	188.86	152.64
34	162.4	131.53
4	178.58	145.17
5	<u>277.24</u>	<u>224.55</u>
6	98.79	90.18

ü Moments en travée :

Travées	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	273.92	221.85
2-3	211.72	171.47
3-4	158.7	128.54
4-34	168	136.12
34-5	191.78	155.34
5-6	<u>398.18</u>	<u>323.17</u>

ü Efforts tranchants à l'ELU :

Travées	1-2	2-3	3-4	4-34	34-5	5-6
T ₁ [KN]	579	657.6	574.56	550.82	583.6	<u>767.01</u>
T ₂ [KN]	684.01	605.4	545.84	569.48	679.4	495.99

Ø Nervure(fileB) :



$$q_u = 405.40 \text{ KN/ml} \quad . q_s = 328.34 \text{ KN/ml}$$

ü Moment sur appuis :

Appuis	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
4	133.78	108.35
5	<u>292.78</u>	<u>232.32</u>
6	95.95	77.71

ü Moments en travée :

Travées	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
4-5	232.69	188.46
5-6	<u>386.73</u>	<u>313.22</u>

ü Efforts tranchants à l'ELU :

Travées	4-5	5-6
T _I [KN]	553.56	<u>768.57</u>
T _J [KN]	703.18	488.17

✓ Calcul du ferrailage des nervures :

Le calcul des sections d'armatures se fera à l'aide du logiciel de calcul SOCOTEC en considérant les valeurs des moments en travée et sur appuis calculées précédemment, les tableaux ci-dessous donnent les différentes sections calculées et adoptées :

Sens x-x :

Ø Nervures (file 2) :

ü En appuis :

Appuis	ELU [KN.m]	As (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
A	164.05	6.27	4HA16=8.04
B	278	10.88	4HA16+4HA14=14.2
C	246.45	9.53	4HA16+4HA14=14.3
D	<u>374.75</u>	<u>14.79</u>	8HA16=16.08
E	246.45	9.53	4HA16+4HA14=14.2
F	278	10.88	4HA16+4HA14=14.2
G	164.05	6.27	4HA16=8.04

ü En travées :

Travées	ELU [KN.m]	As (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
1-2	<u>489.5</u>	<u>19.69</u>	4HA16+8HA14=20.36
2-3	79.22	2.99	4HA16=8.04
3-4	378.53	14.95	8HA16=16.08
4-5	378.53	14.95	8HA16=16.08
5-6	79.22	2.99	4HA16=8.04
6-7	<u>489.5</u>	<u>19.69</u>	4HA16+8HA14=20.36

Ø Nervures (file 34):

ü En appuis :

Appuis	ELU [KN.m]	As (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
C	151.17	5.77	4HA16=8.04
D	<u>413.21</u>	16.41	4HA16+8HA14=20.36
E	151.17	5.77	4HA16=8.04

ü En travées :

Travées	ELU [KN.m]	As (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
C-D	<u>422.66</u>	16.81	4HA16+8HA14=20.36
D-E	<u>422.66</u>	16.81	4HA16+8HA14=20.36

Sens y-y :

Ø Nervures (file D) :

ü En appuis :

Appuis	ELU [KN.m]	As (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
1	156.88	5.99	4HA16=8.04
2	241.87	9.35	4HA16+4HA14=14.2
3	188.86	7.24	4HA16=8.04
34	162.4	6.2	4HA16=8.04
4	178.58	6.84	4HA16=8.04
5	<u>277.24</u>	10.77	4HA16+4HA14=14.2
6	98.79	3.74	4HA16=8.04

ü En travées :

Travées	ELU [KN.m]	As (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
1-2	273.92	10.64	4HA16+4HA14=14.2
2-3	211.72	8.15	4HA16+4HA14=14.2
3-4	158.7	6.06	4HA16=8.04
4-34	168	6.42	4HA16=8.04
34-5	191.78	7.36	4HA16=8.04
5-6	<u>398.18</u>	15.55	8HA16=16.08

Ø Nervures (file B) :

ü En appuis :

Appuis	ELU [KN.m]	As (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
4	133.78	5.09	4HA16=8.04
5	292.78	11.41	4HA16+4HA14=14.2
6	95.95	3.63	4HA16=8.04

ü En travées :

Travées	ELU [KN.m]	As (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
4-5	232.69	8.98	4HA16+4HA14=14.2
5-6	386.73	15.29	8HA16=16.08

Remarque :

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins 1 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 1\text{cm}^2 \times 0.8 = 0.8\text{cm}^2.$$

Nous adopterons une barre en HA12=1.13cm² comme armature de peau.

XI. Vérifications à l'ELU :**1- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 77 \times 2.1}{400} = 4.18\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.18\text{cm}^2 < 8.04\text{cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

2 Etat limite ultime du béton de l'âme :

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right\} = 2,5\text{Mpa}.$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{850.85 \times 10^3}{450 \times 770} = 2.44\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 2.44\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.50\text{MPa} \dots\dots\dots \checkmark$$

3 Vérifications à l'ELS :

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

Ø En appuis :

$$\mu = 0.11 \rightarrow \alpha = 0.146$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{413.21}{327.87} = 1,26$$

$$\alpha = 0.146 < \frac{1.26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38$$

$$\alpha = 0.146 < 0.38 \dots \dots \dots \checkmark$$

Ø En travée :

$$\mu = 0.129 \rightarrow \alpha = 0.1733$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{489.5}{396.51} = 1,23$$

$$\alpha = 0.1733 < \frac{1.23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36$$

$$\alpha = 0.1733 < 0.36 \dots \dots \dots \checkmark$$

Aucune vérification à l'ELS n'est nécessaire.

XIII Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la relation suivante : $\phi_t \geq 0.33\phi_l$

$\rightarrow \phi_t \geq 5.28\text{mm.}$

Soit : $\Phi_t = 10\text{mm.}$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$.

- ✓ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art.A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{3.14 \times 0,9 \times 400}{(2.44 - 0.3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 45} = 12.06\text{cm}$$

✓ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

- Zone nodale :

$$St \leq \min \left(\left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \right) = \min \left(\left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 1.6 \right\} \right) = \min (20\text{cm} ; 19.2\text{cm}) = 19.2\text{cm}$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min (12.06\text{cm} ; 19.20\text{cm}) = 12.06\text{cm}.$

On opte pour $S_{t\max} = \underline{10\text{ cm}}.$

- Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm}.$$

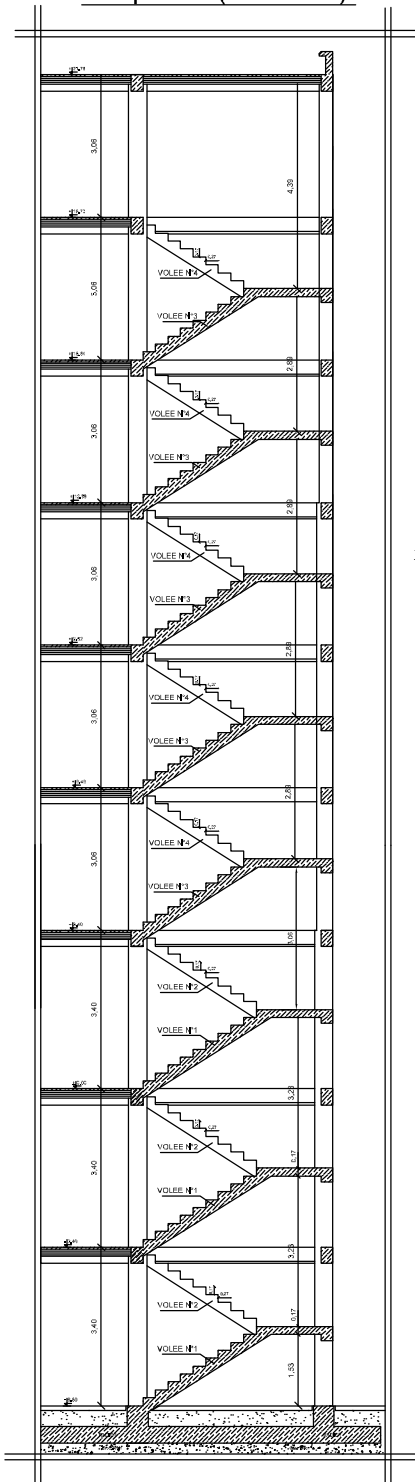
On opte pour $S_{t\max} = \underline{15\text{cm}}$

Ø Vérification de la section minimale du RPA :

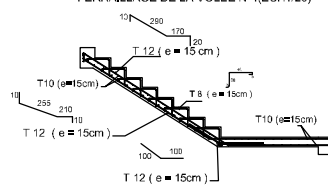
$$At_{\min} = 3\text{‰} St \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025\text{cm}^2.$$

$$At_{\text{adopté}} > At_{\min} \dots\dots\dots \checkmark$$

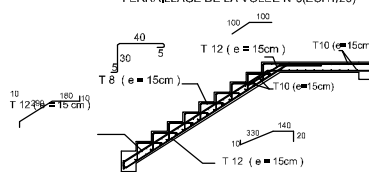
Coupe A-A(ECH1/25).



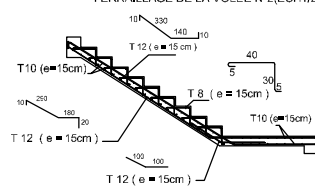
FERRAILLAGE DE LA VOLEE N°4(ECH1/20)



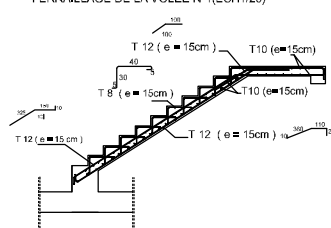
FERRAILLAGE DE LA VOLEE N°3(ECH1/20)



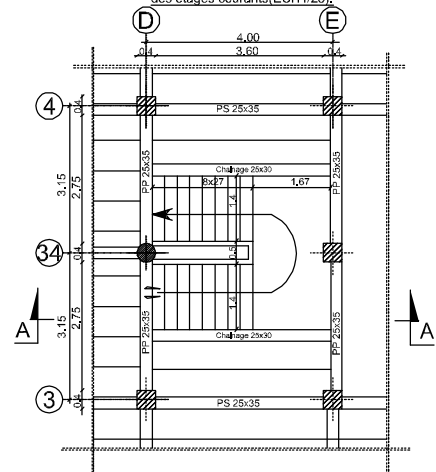
FERRAILLAGE DE LA VOLEE N°2(ECH1/20)



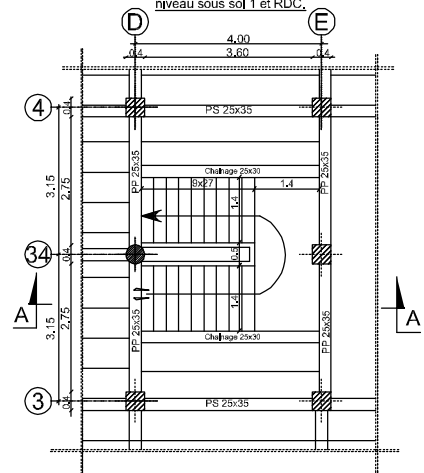
FERRAILLAGE DE LA VOLEE N°1(ECH1/20)



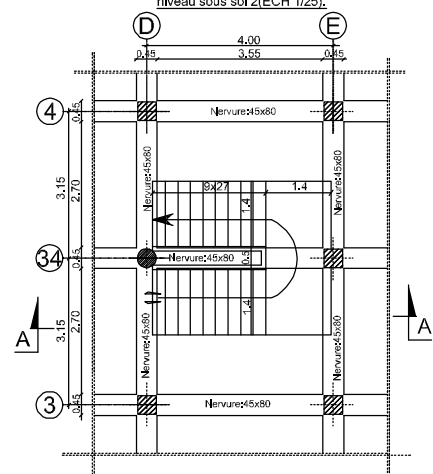
Plan de coffrage de l'escalier
des etages courants(ECH1/25).



Plan de coffrage de l'escalier
niveau sous sol 1 et RDC.



Plan de coffrage de l'escalier
niveau sous sol 2(ECH 1/25).

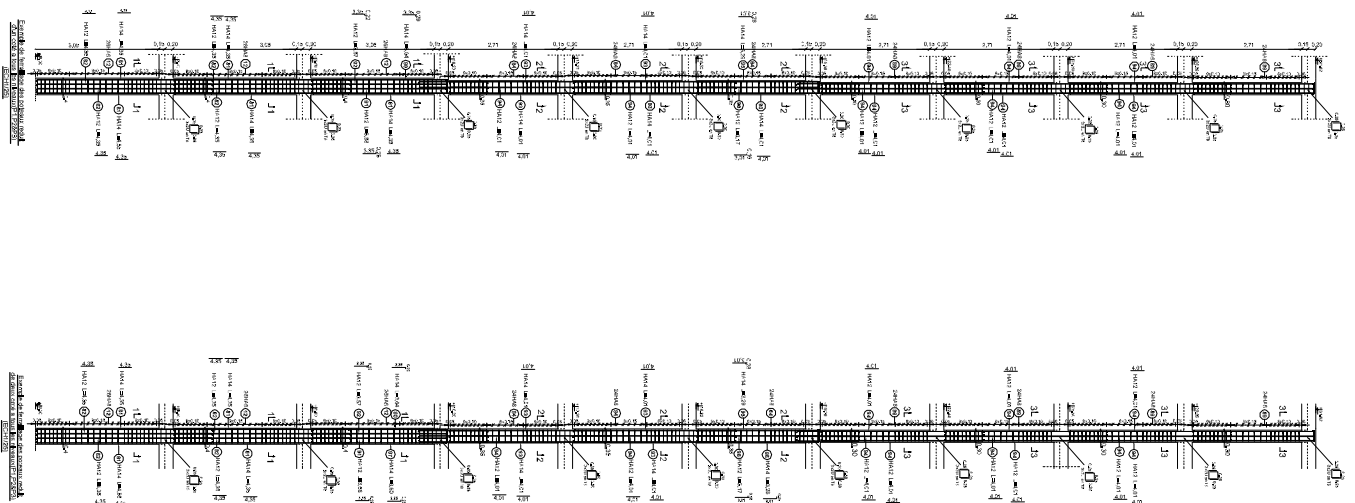
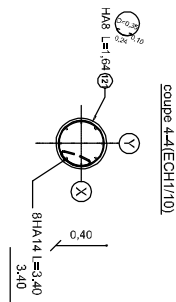
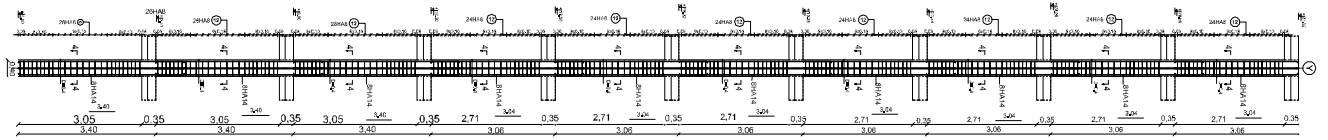


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

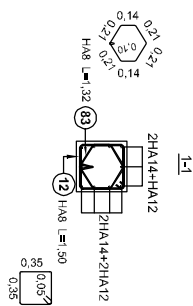
ETUDE PAR :
Mr FERHAT REDA
Mr HAMZAOUJ SALIM
Mr LOUN HAMID
DIRIGE PAR :
Mr MEHLAT

TITRE :
Ferrailage des escaliers.

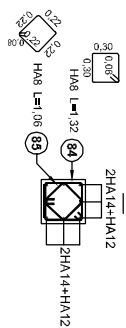
l'arrillage du poteau $c_{\text{pot}}/d=0.05m$.



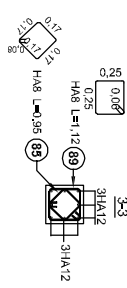
Zone I (Pot: 40x40)



Zone II (Pot: 35x35)



Zone III (Pot: 30x30)



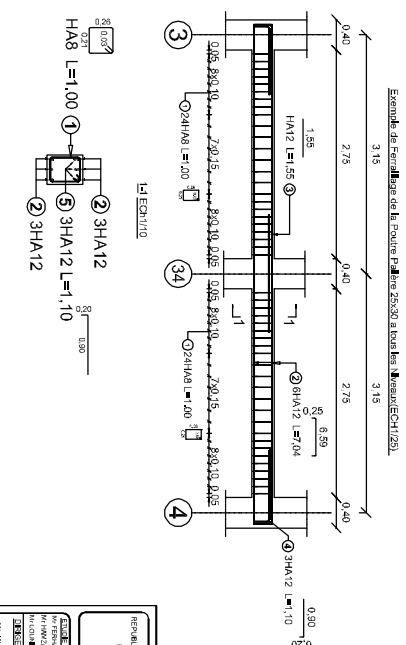
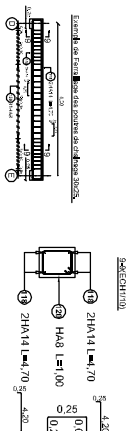
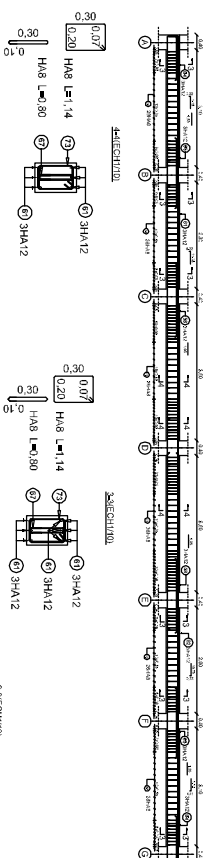
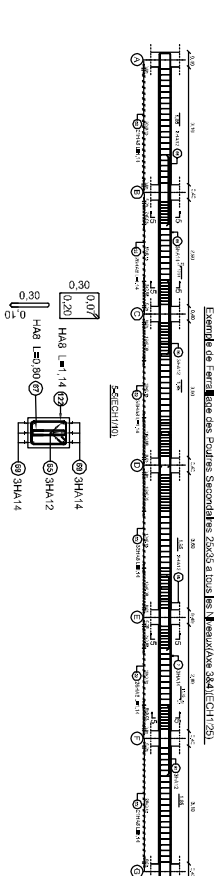
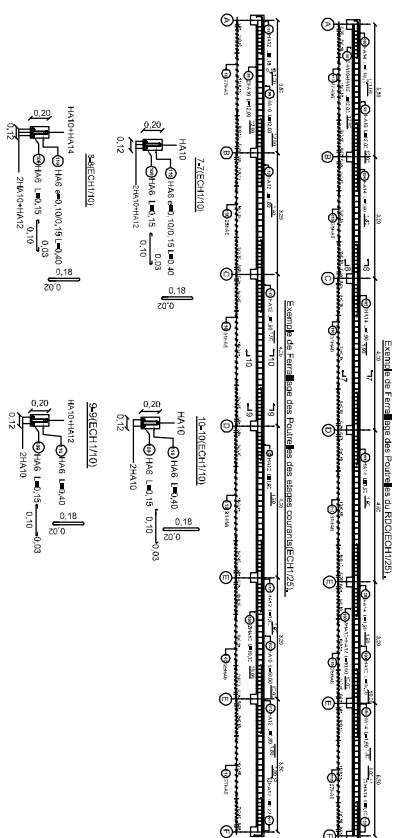
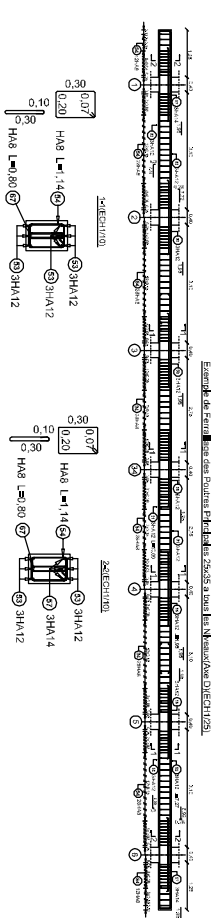
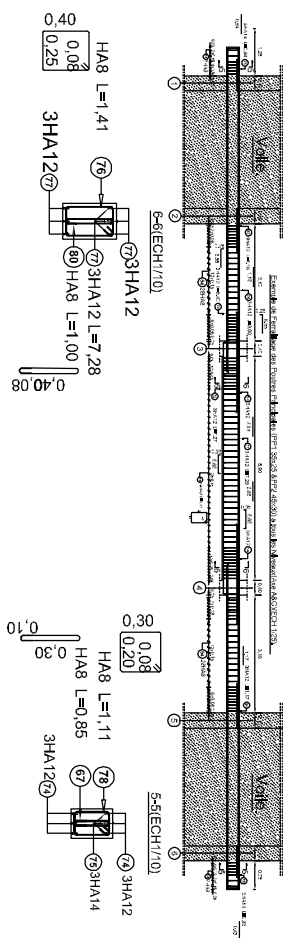
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD HAMMADI DE TIZOULOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE D'ART

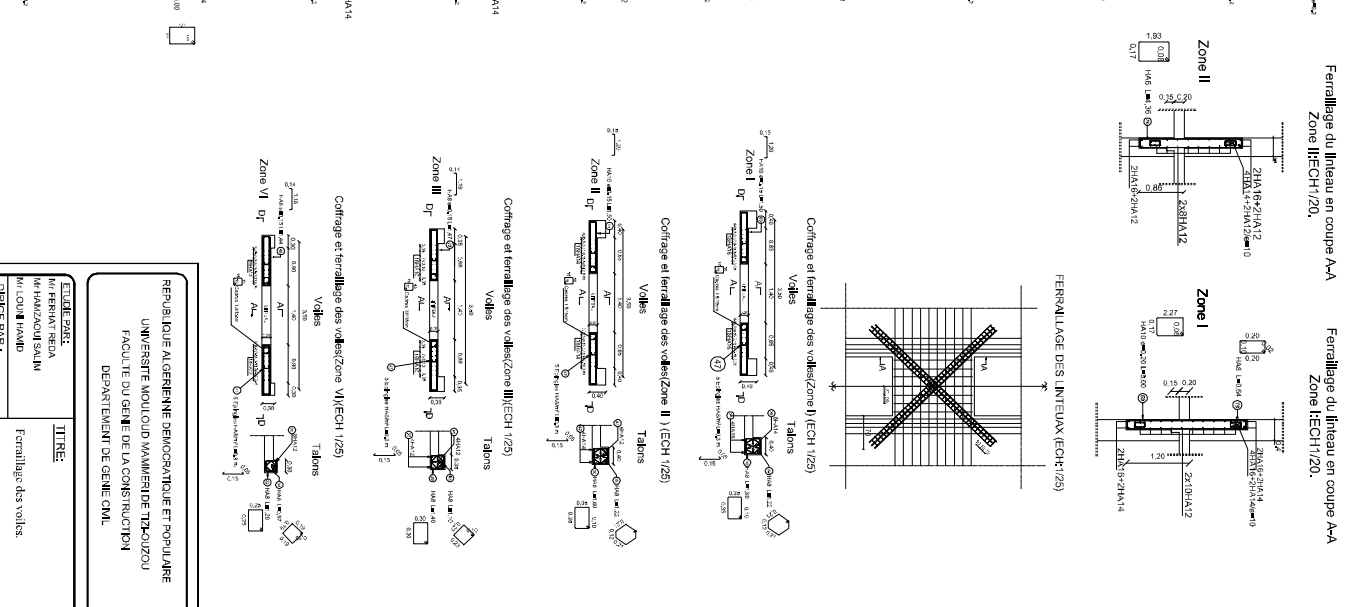
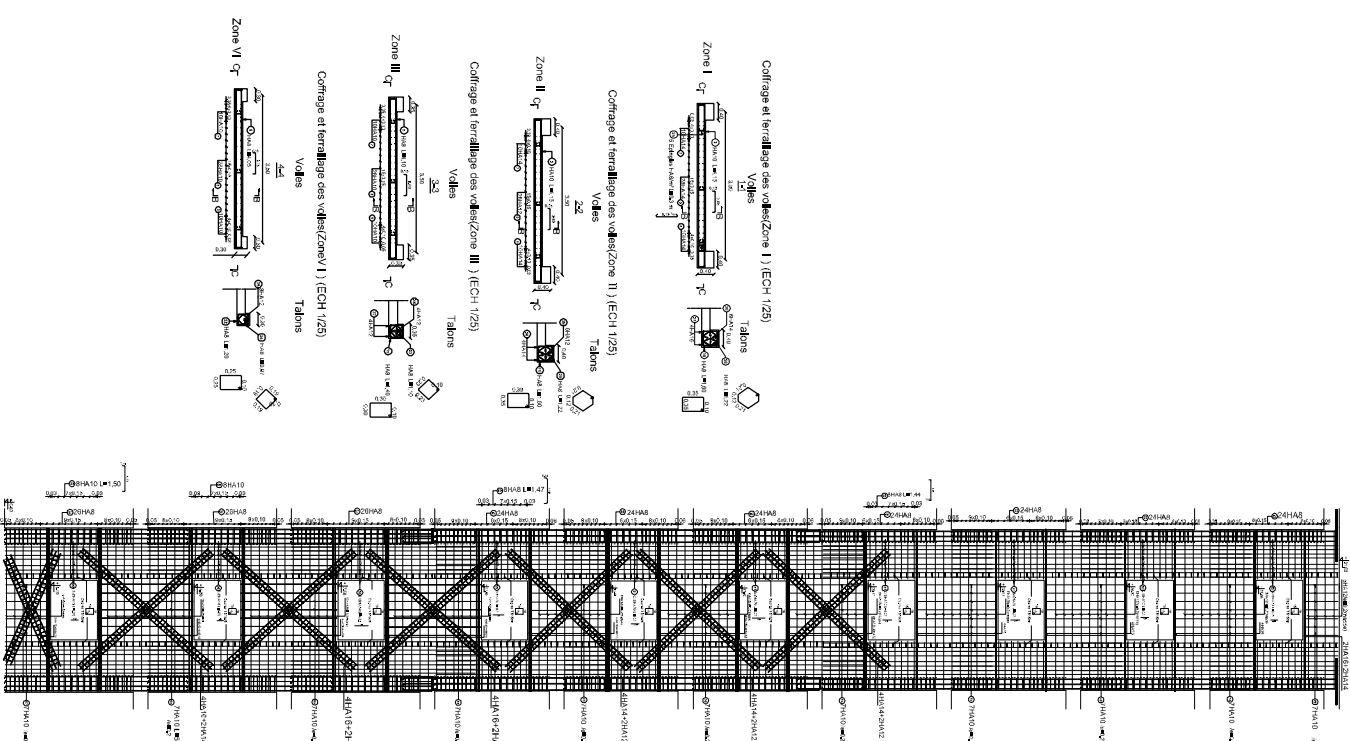
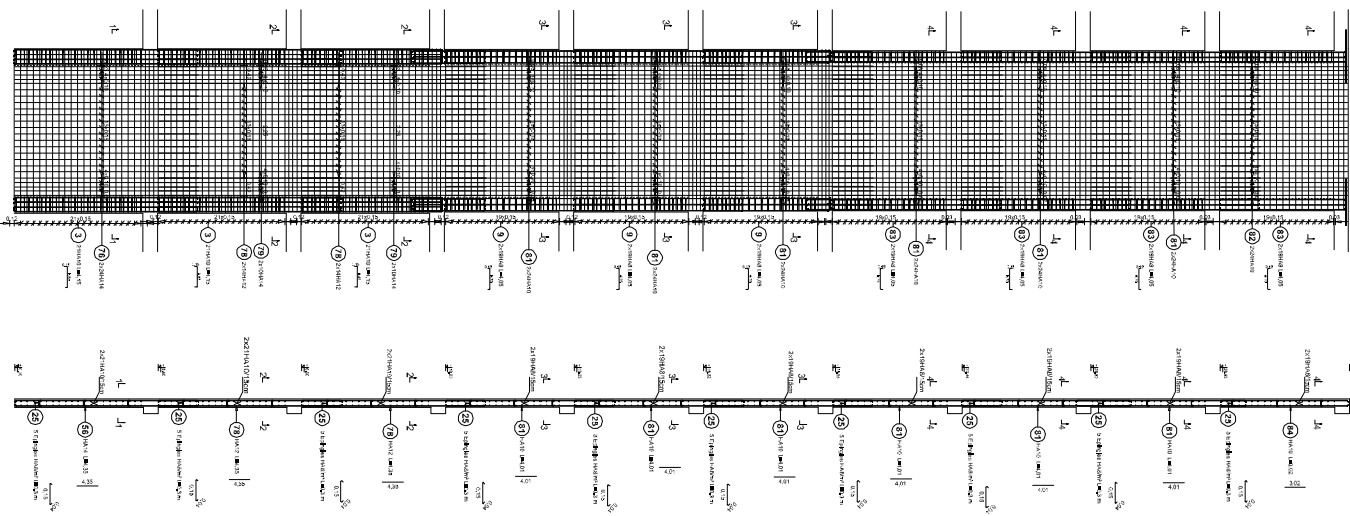
TITRE:

M. FERHAT REBA
M. YOUSOUF SOUM
M. COUD HADID
M. MECHLAT

Arrillage des poteaux.

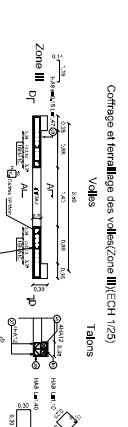
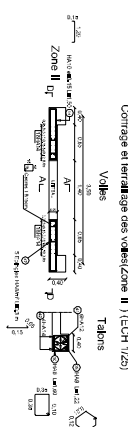
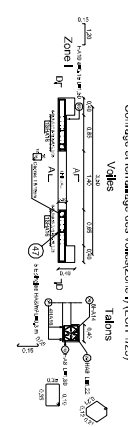
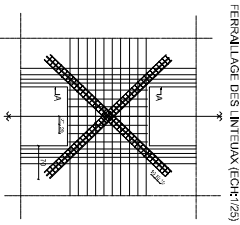
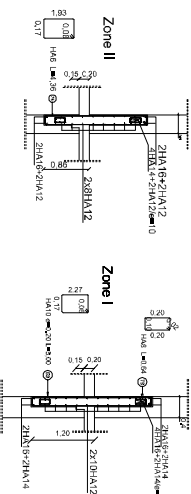


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI - BOULOZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ANNEE 2021 : AN VERNANT 1924 AN HANOUZOU 1318 AN 1428 : 2020 1428 : 2021 AN ALMOHADI	THEME : Fertilité du sol pour la culture du piment.



Ferrailage du linteau en coupe A-A
Zone II ECH 1/20.

Ferrailage du linteau en coupe A-A
Zone I ECH 1/20.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIEDE TRAPAZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE 2023
M. FERHAT BEJA
M. HADJOU SALIM
M. LOUI HAMD
M. MEGHILAT

TITRE:
Ferrailage des voiles

Conclusion générale

On constate que pour notre structure les deux approches de modélisation des voiles présenteraient le même comportement dynamique et donnent des résultats presque similaires en termes d'efforts et de déplacements.

Nous avons aussi constaté qu'il était important de considérer dans le model 1, les poteaux adossés aux voiles comme des éléments faisant partie intégrante de ces derniers, autrement dit il faudrait déterminer les quantités d'efforts reprises par ces éléments sinon on risquerait d'avoir des ratios différent à ceux du model 2 et donc un système de contreventement différent.

Par ailleurs, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est 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 surcout important.

Quand au choix de la meilleure approche d'autres études complémentaires aurait été nécessaire en prenant en compte d'autre paramètre comme (forme complexe, chargement, la nature du site, ...) pour une meilleur prise de décision.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

- Ø BAEL 91 règles techniques de conception des calculs des ouvrages et construction. Edition Eyrolle (paris 1992)
- Ø Cours en béton armé BAEL calcul des éléments simple et des structures de béton.
- Ø Règles parasismique algérienne (RPA99), CGS.
- Ø Modificatifs et compléments aux RPA 99 », CGS 2003.
- Ø Ministère de l'Equipement, DTRBC 22 : « Charges et surcharges d'exploitation » .
- Ø « Aide mémoire RDM » Edition DUNON.
- Ø Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- Ø Cours et TD de l'université.