

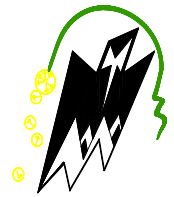
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master professionnel en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+7+sous-sol)
à usage d'habitation et commercial.
Application du logiciel « ETABS »*

Etudié par :

M^{lle} MOULLA Myassa

M^e OUAFI Hayat

Dirigé par :

M^r BOUKAIS .S



2018/2019

Remerciement

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail, qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifices.

Nous exprimons nos profonds et sincères remerciements à notre promoteur Mr BOUKAIS. S, pour avoir cru en nos capacités pour mener à bien notre travail, qu'il a toujours dirigé avec une très grande rigueur scientifique. Sa disponibilité, ses conseils, ses encouragements et sa bonne humeur tout le long de notre travail. Aussi il a su répondre à notre nombreuse sollicitation avec efficacité.

Nous tenons également à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet. Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.



DEDICACE

A mes parents,

Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.

A mes frères et mes sœurs,

A Mon marié, et ma belle famille

J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi. A cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrant le fruit de mon travail.

A Mes petite filles,

MERIAM , IMAN

A mes cousins mes cousines

A mes tantes et mes oncles

A toutes OUAFI et MAHIOUS

A mes très chers amis (es)

À ma binôme Myassa et sa famille,

A ceux qui me tiennent à cœur.

A toute la promotion 2018 /2019.

DEDICACE

A mes parents,

Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.

A Mon fiancé Sadek et sa famille

J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi. A cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrant le fruit de mon travail.

Je tiens aussi à dédier ce travail à:

Mes soeurs et leurs belle famille

Mes neveux et mes nieces .

A Toute la famille MOULLA

A Mes tantes et mes oncles

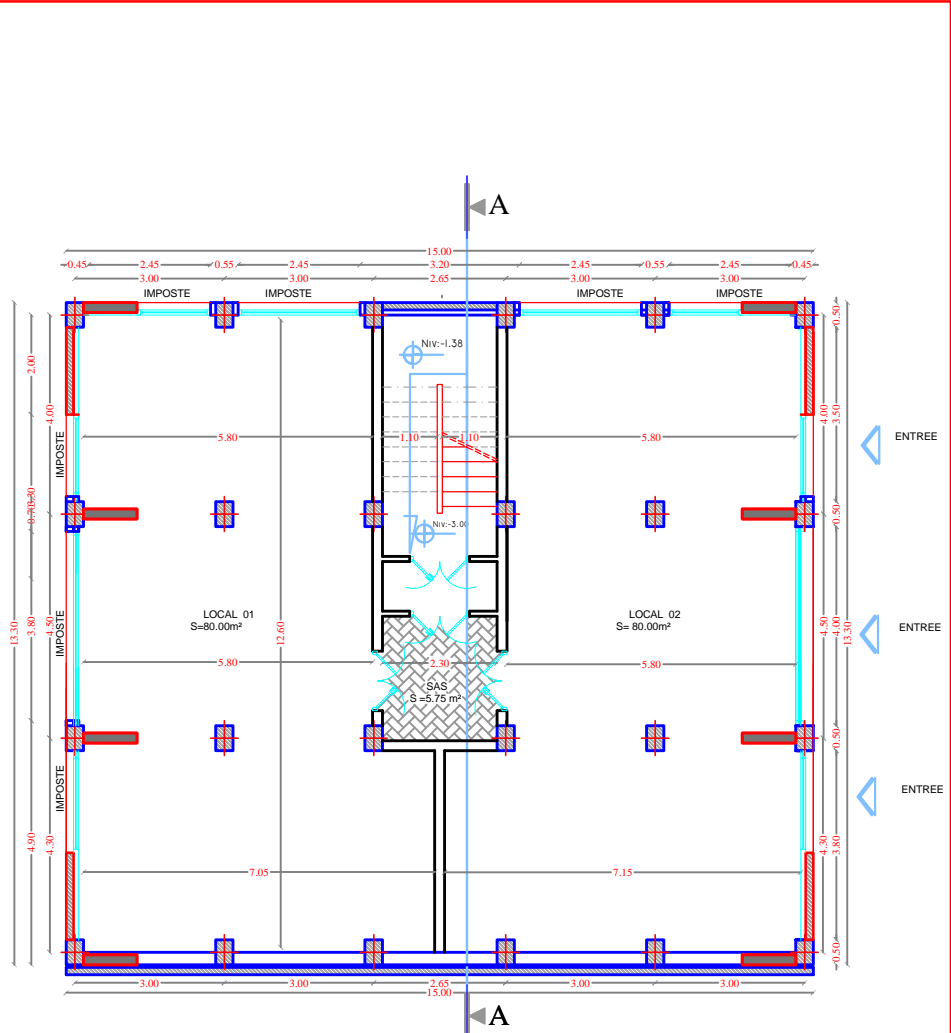
A mes cousins et cousines

A mes très chers amis (es)

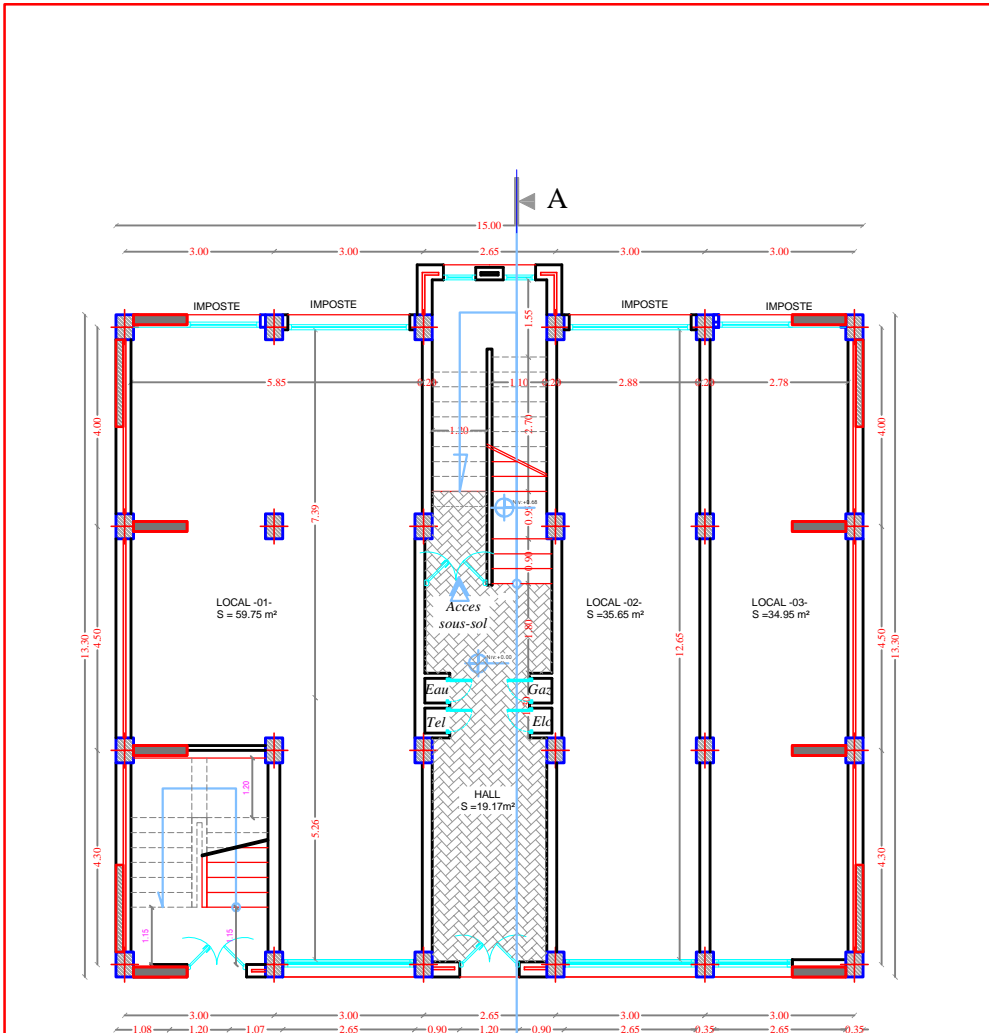
À ma bînomme Hayat et sa famille,

A ceux qui me tiennent à cœur.

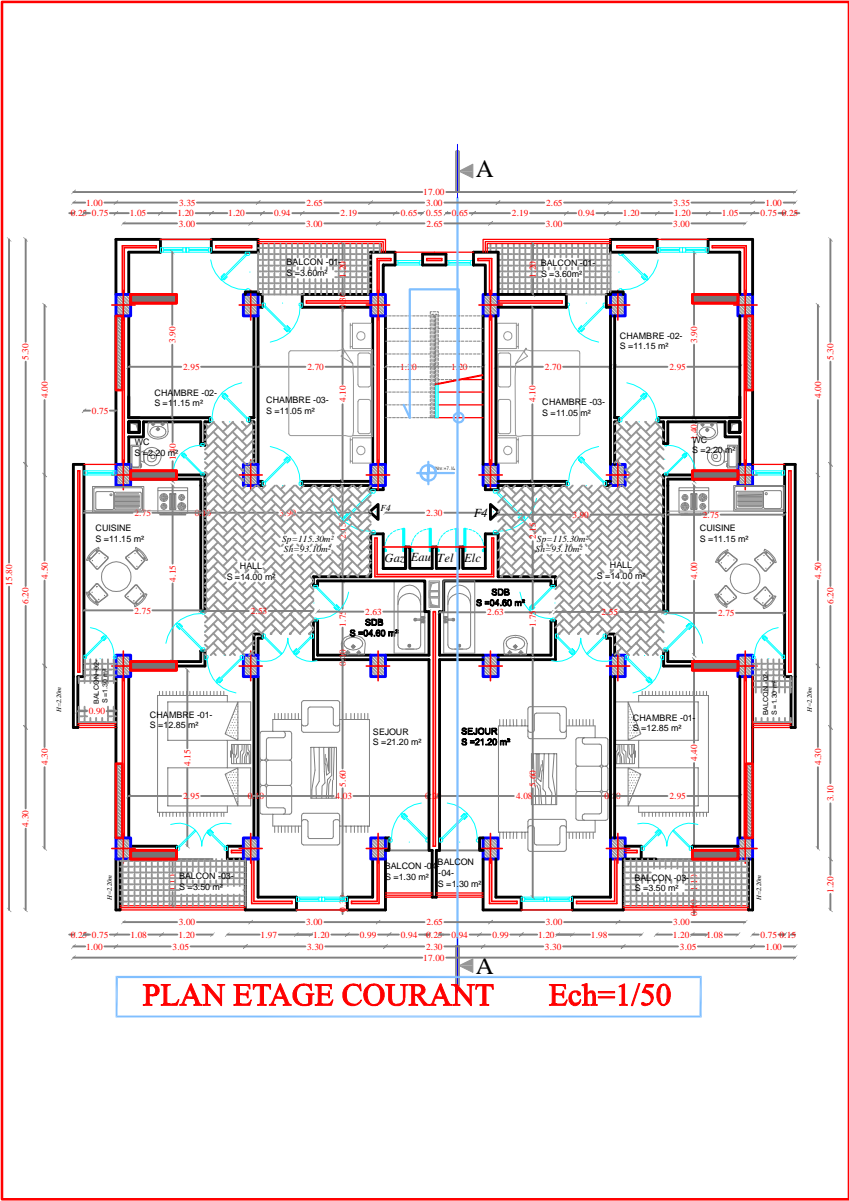
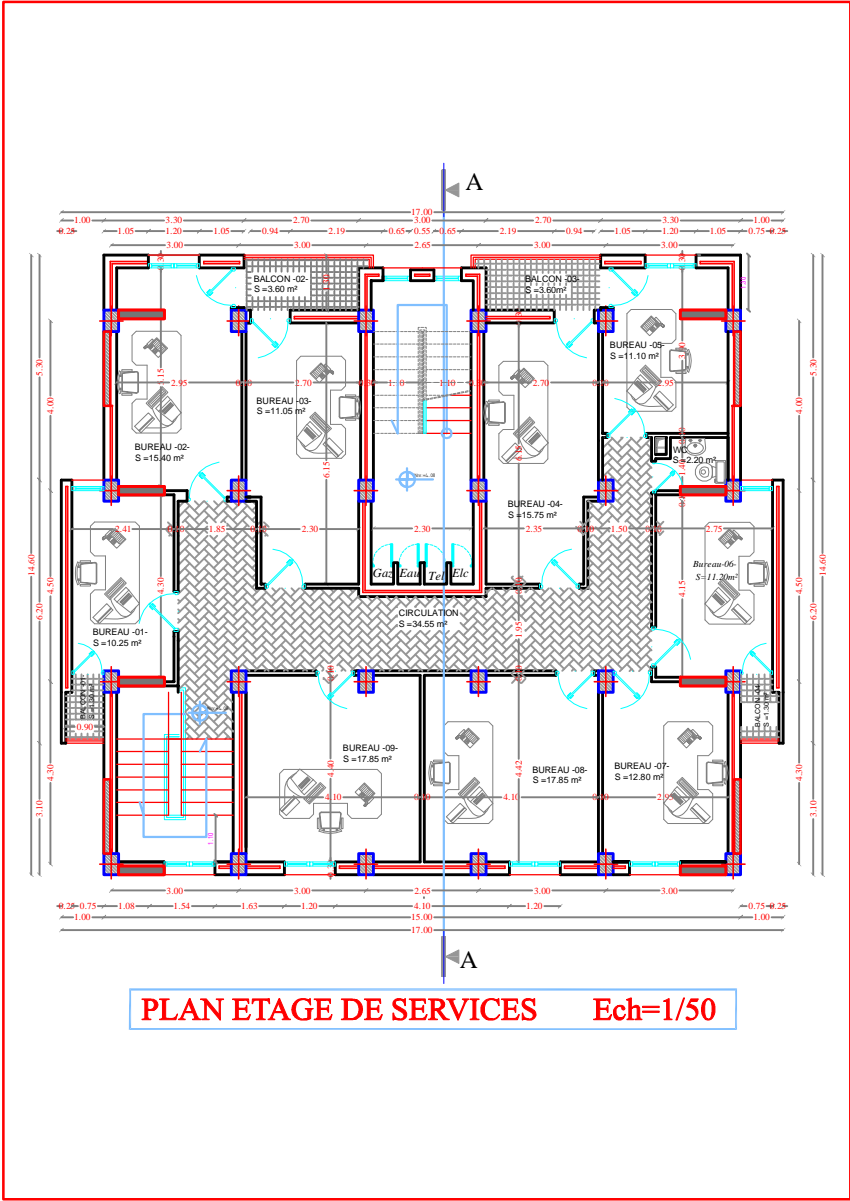
A toute la promotion 2018 /2019.

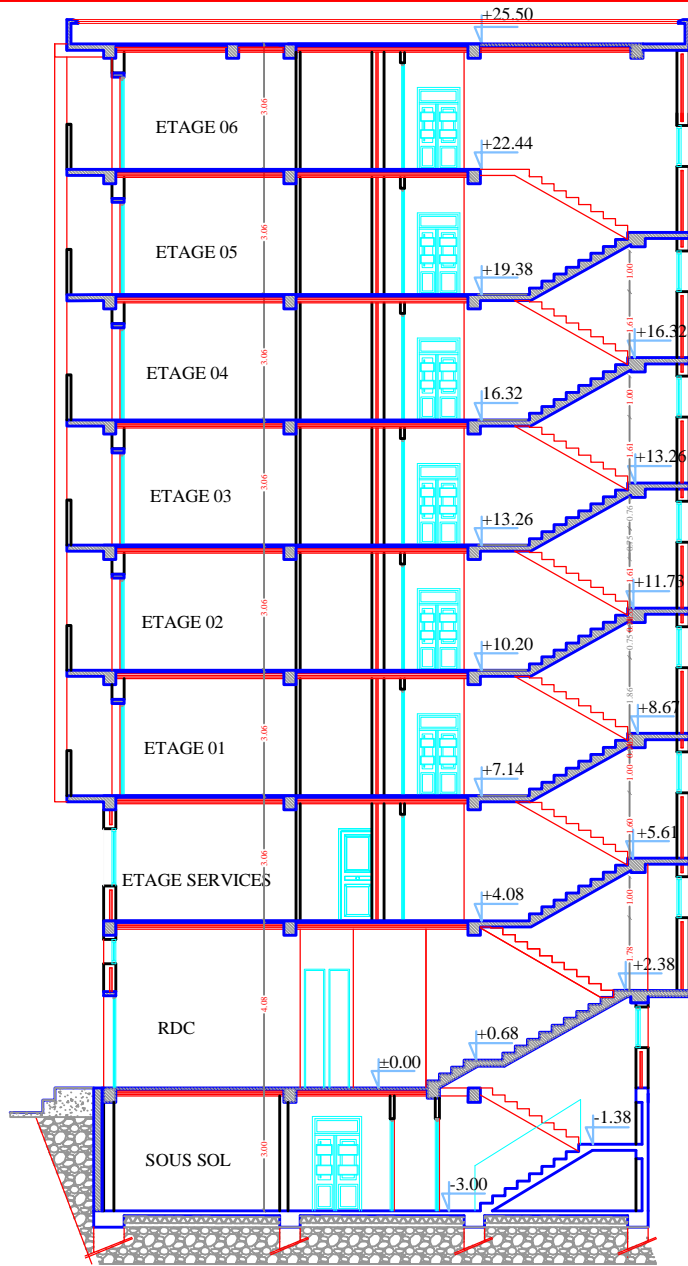


PLAN DU SOUS - SOL Ech=1/50



PLAN DU REZ -DE- CHAUSSEE Ech=1/50

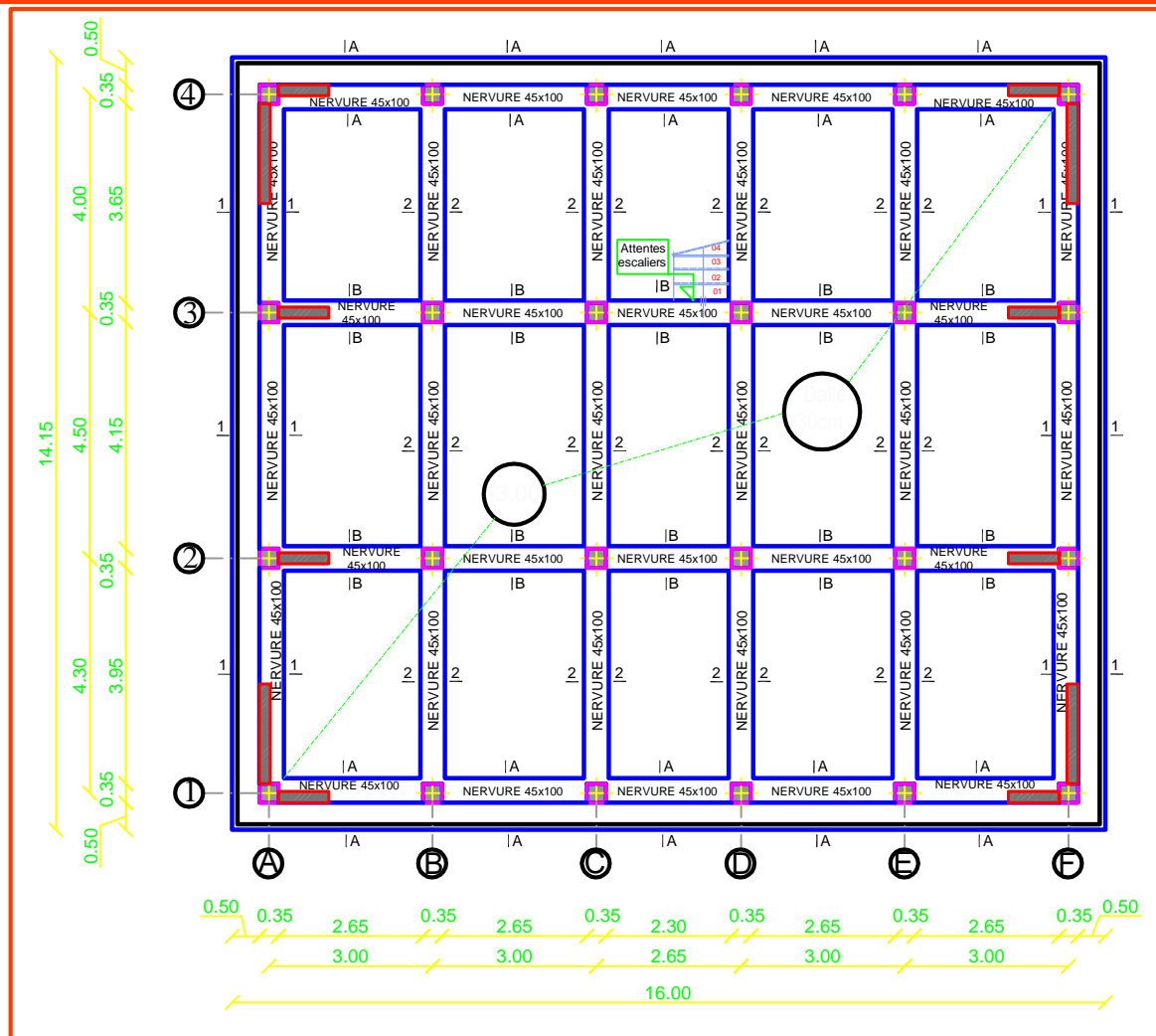
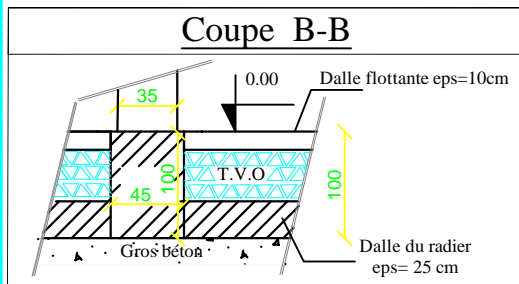
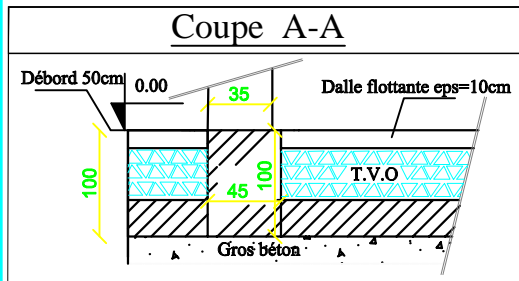
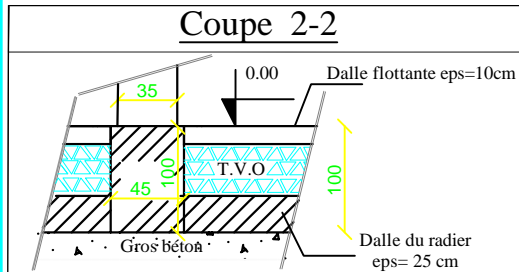
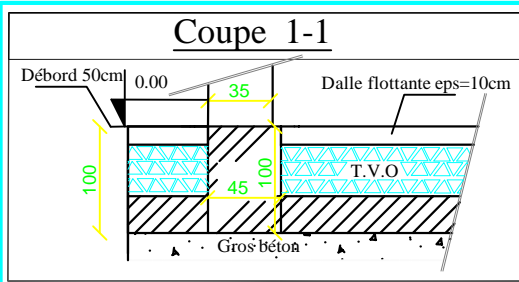




COUPE A-A Ech=50/50

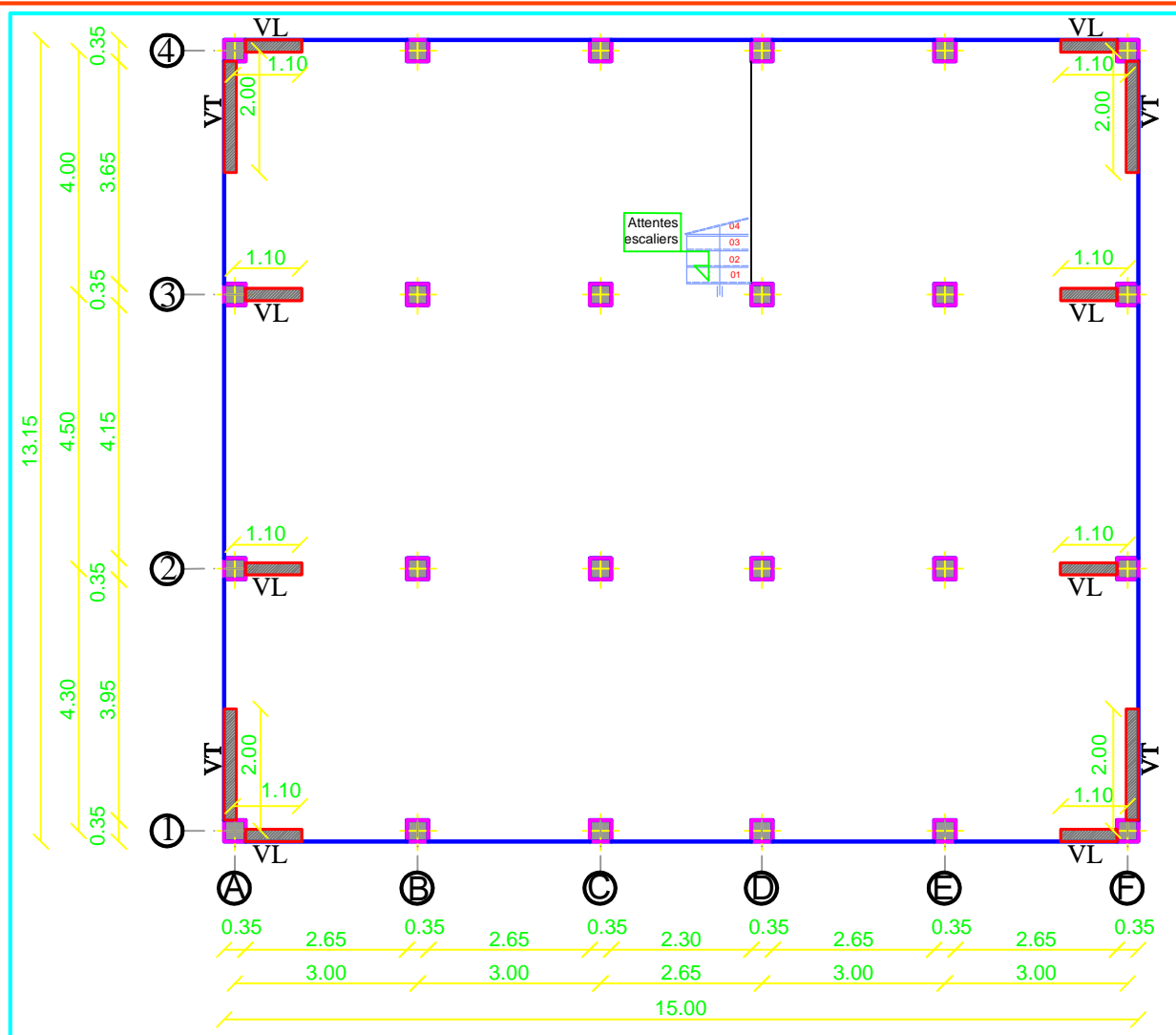


FAÇADE PRINCIPALE Ech=1/50



PLAN DE FONDATIONS
NIV: -3.00 (sous-sol)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
Etudié par :	Titre :	Echelle°:1/50
-M ^{elle} MOULLA Myassa	PLAN DE FONDATIONS NIV: -3.00 (P.C.C.)	Plan N°:01
-M ^{elle} OUAFI Hayat		Promotion: 2019
Dirigé par :		
-M ^r BOUKAIS.S		



*Les Voiles Longitudinaux:

-VL = 1.10 m

*Les Voiles Transversaux :

-VT = 2.00m

LA DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} MOULLA Myassa

-M^{elle} OUAFI Hayat

Dirigé par :

-M^r BOUKAIS.S

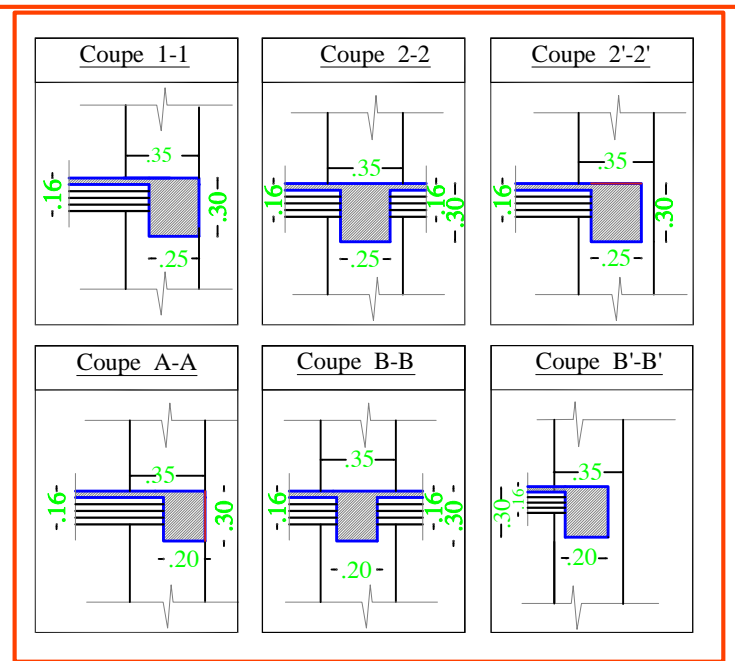
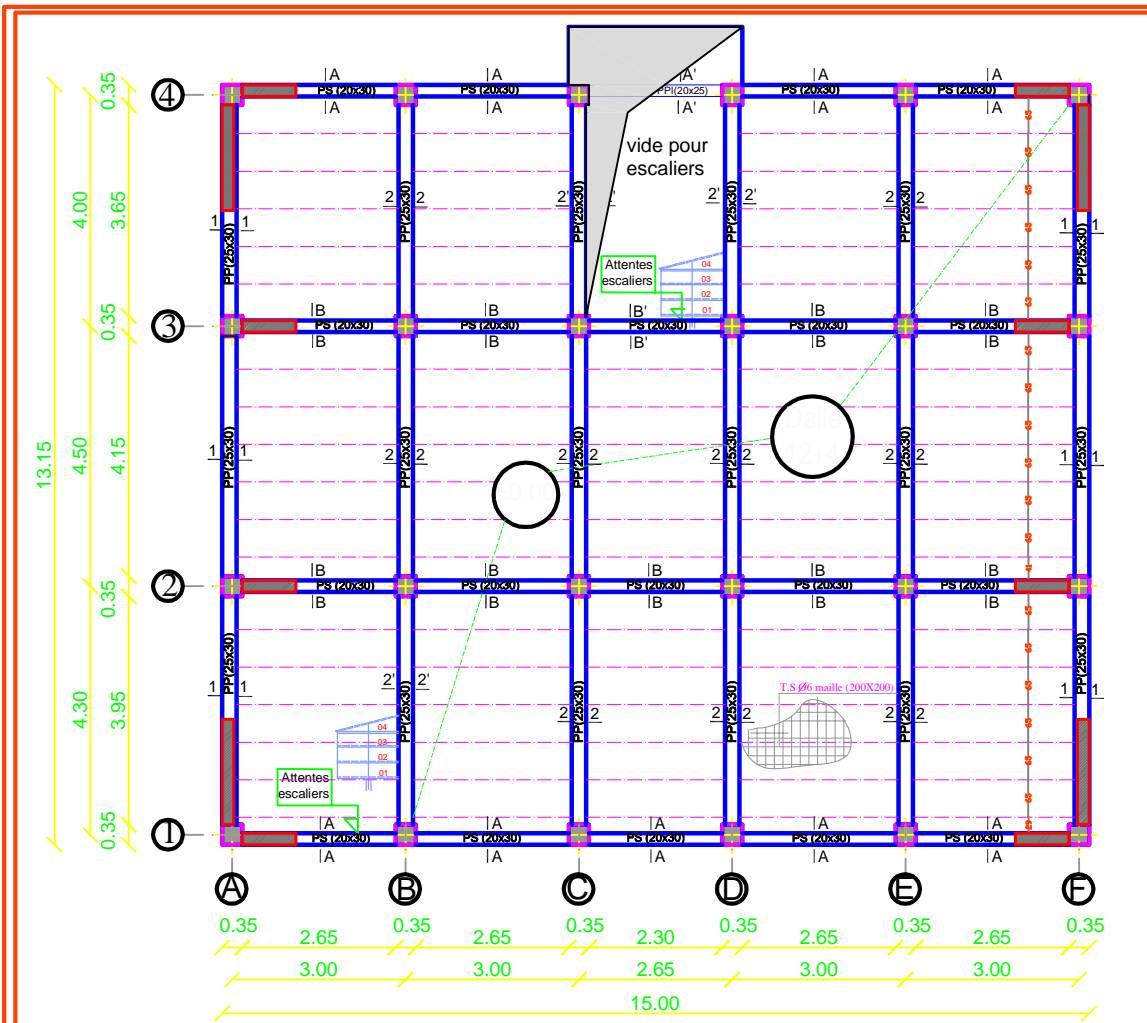
Titre :

LA DISPOSITION DES VOILES

Echelle°:1/50

Plan N°:02

Promotion:
2019



PLAN DE COFFRAGE
NIV: +0.00 (RDC)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} MOULLA Myassa
-M^{elle} OUAFI Hayat

Titre :

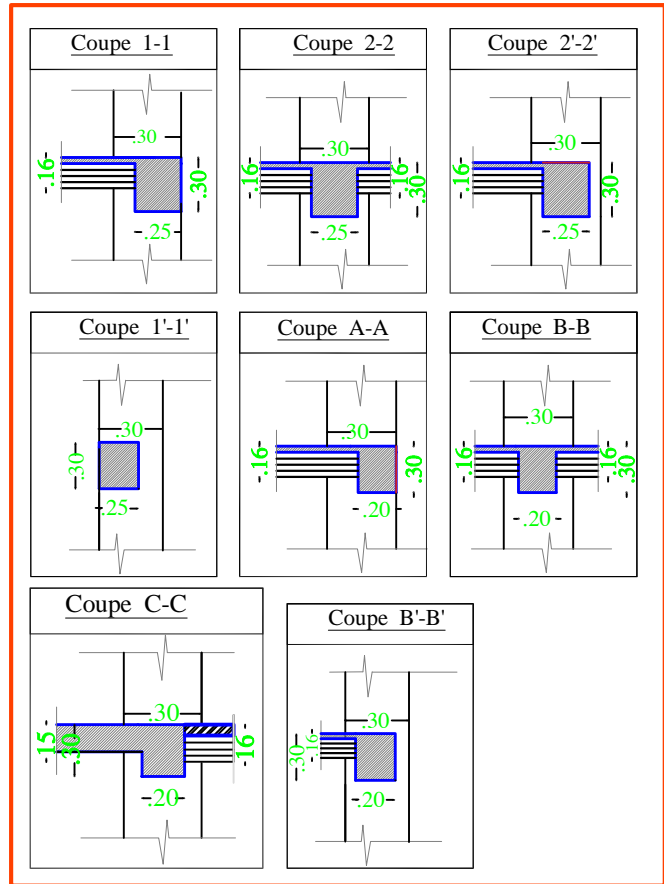
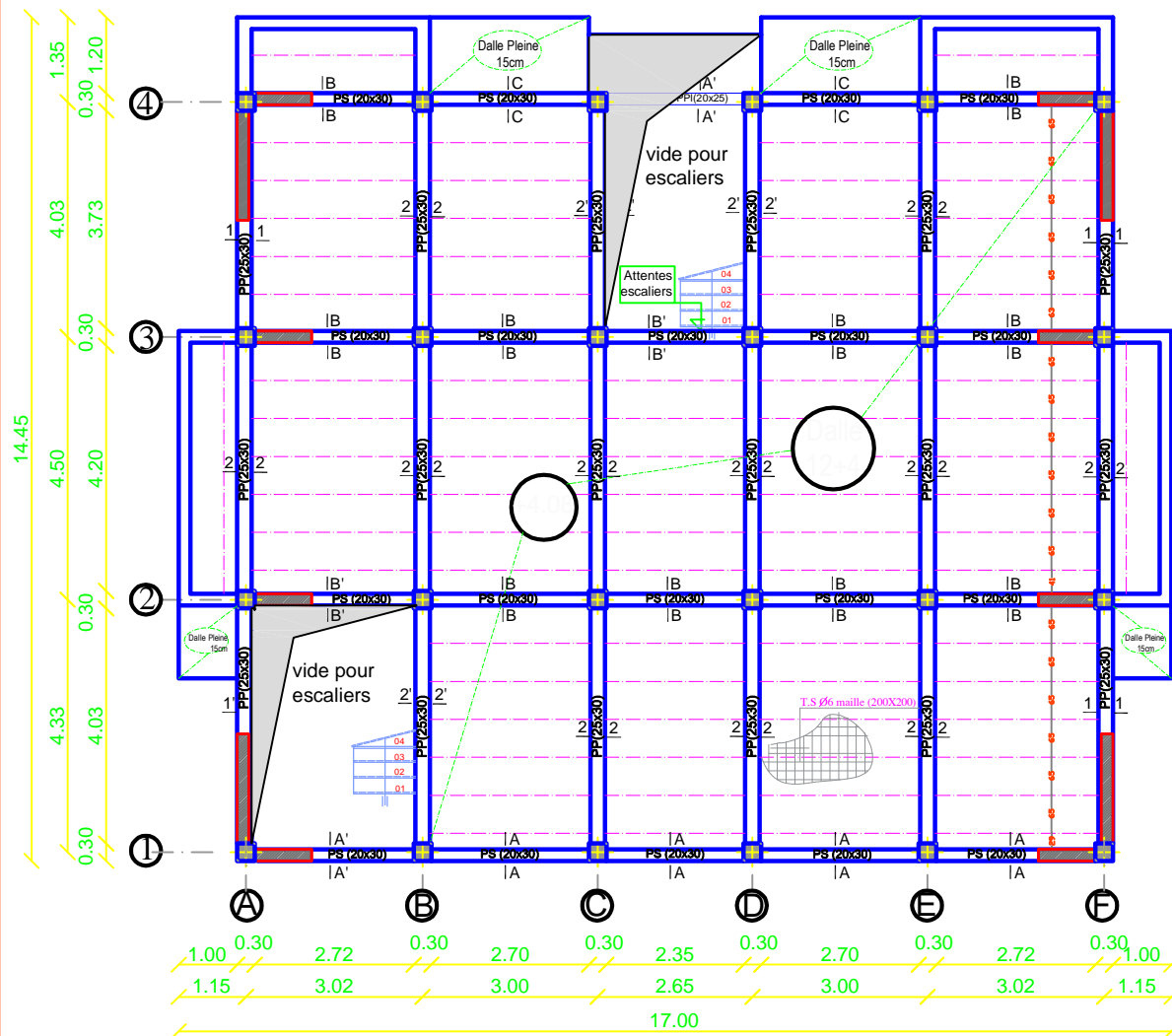
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +0.00 (RDC)

Echelle°:1/50

Plan N°:03

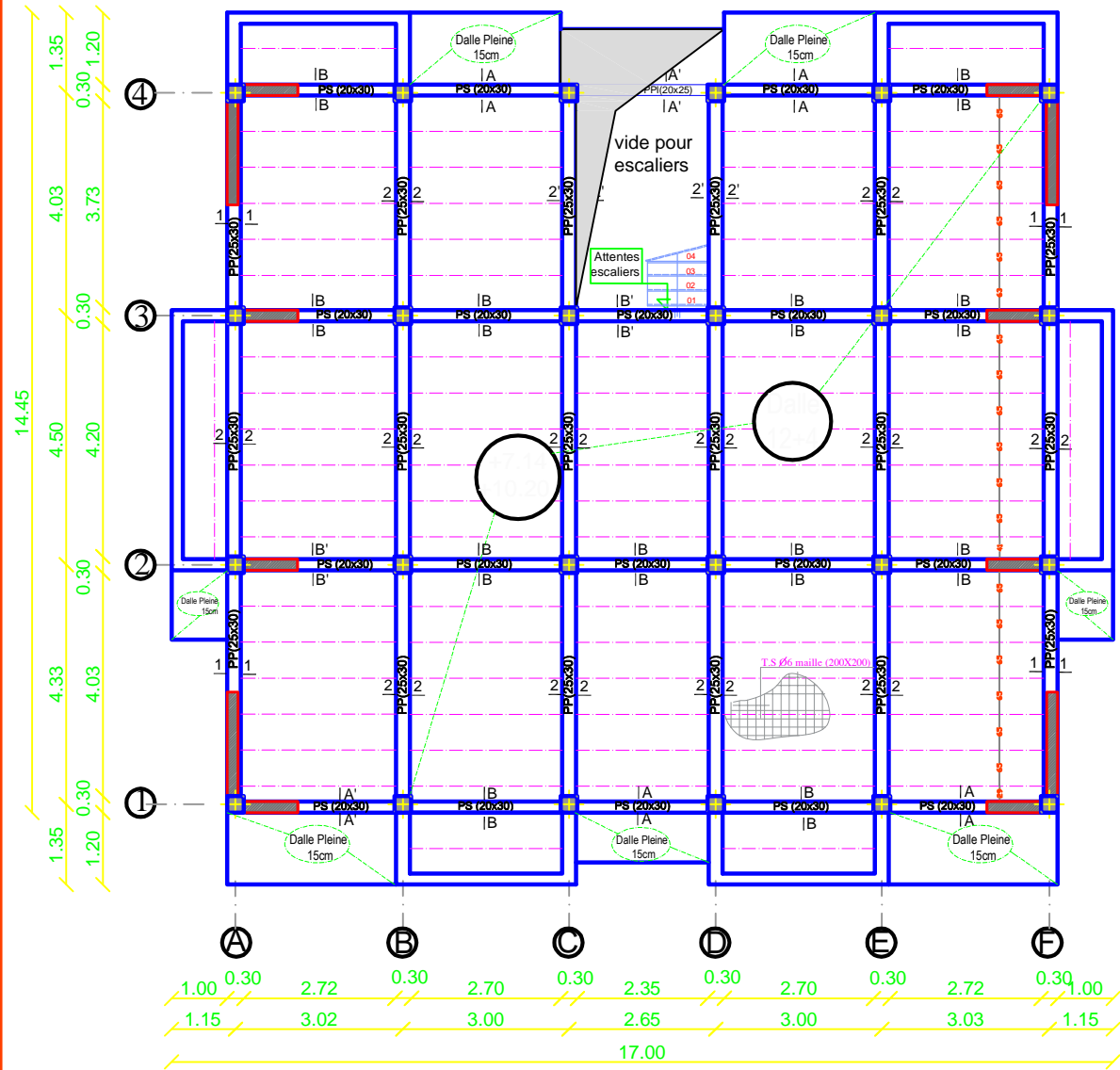
Dirigé par :
-M^r BOUKAIS.S

Promotion:
2019

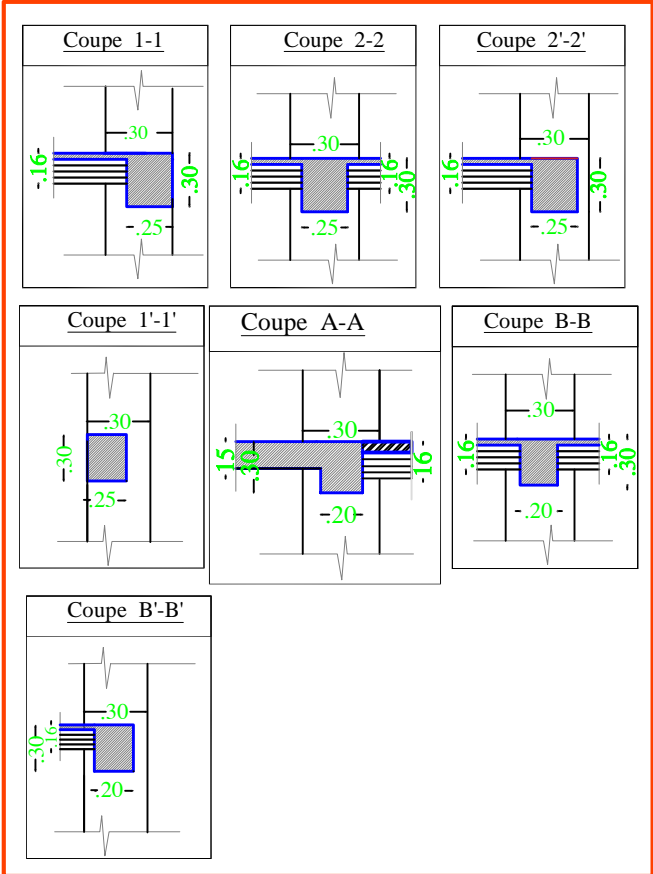


PLAN DE COFFRAGE
 NIV: +4.08 (1^{er} ETAGE)

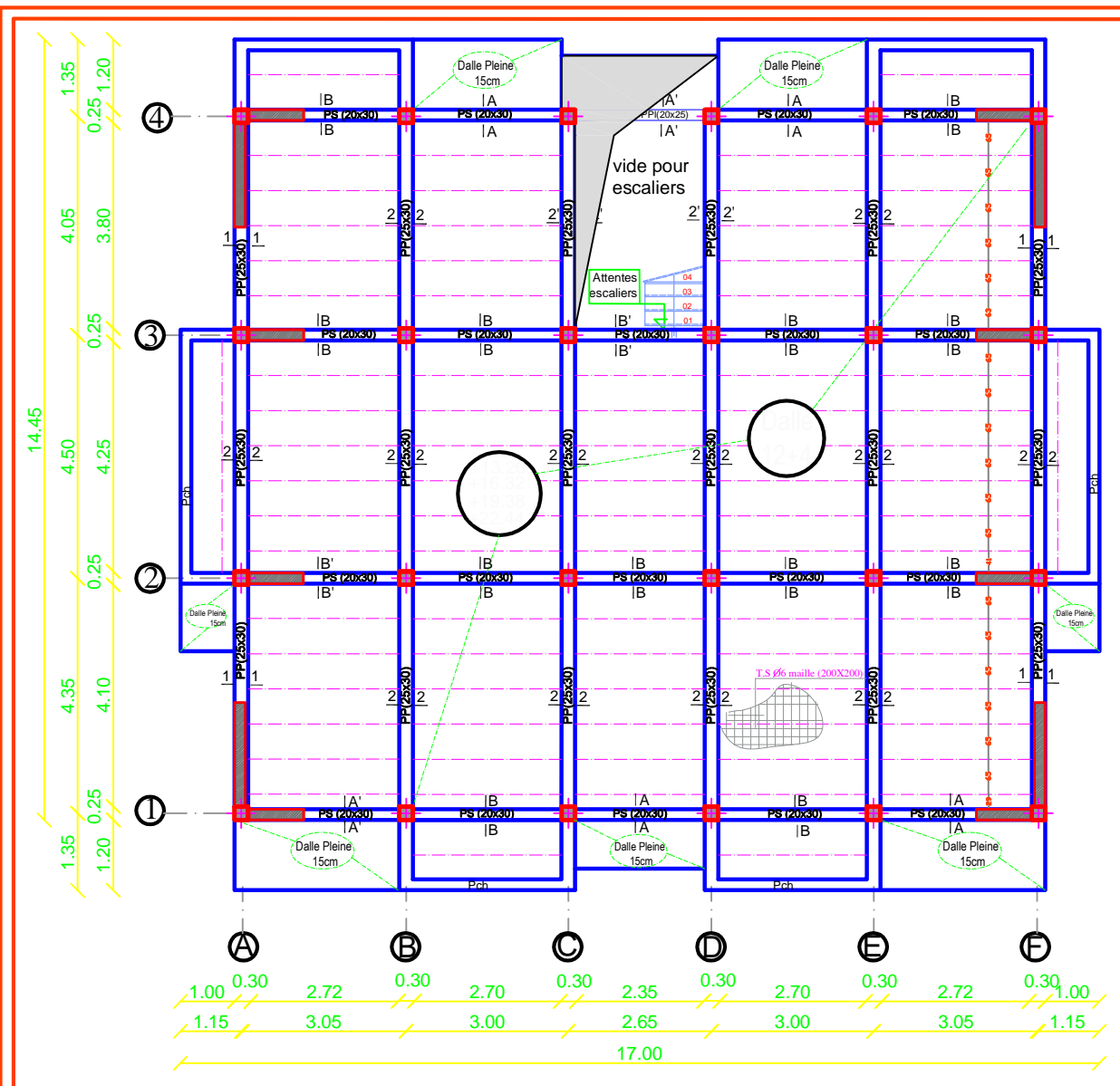
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<u>Etudié par :</u>	<u>Titre :</u>	<u>Echelle°: 1/50</u>
-M ^{elle} MOULLA Myassa	PLAN DE COFFRAGE NIV: +4.08 (1 ^{er} ETAGE)	<u>Plan N°: 04</u>
-M ^{elle} OUAFI Hayat		<u>Promotion:</u>
<u>Dirigé par :</u>		2019
-M^r BOUKAISS		



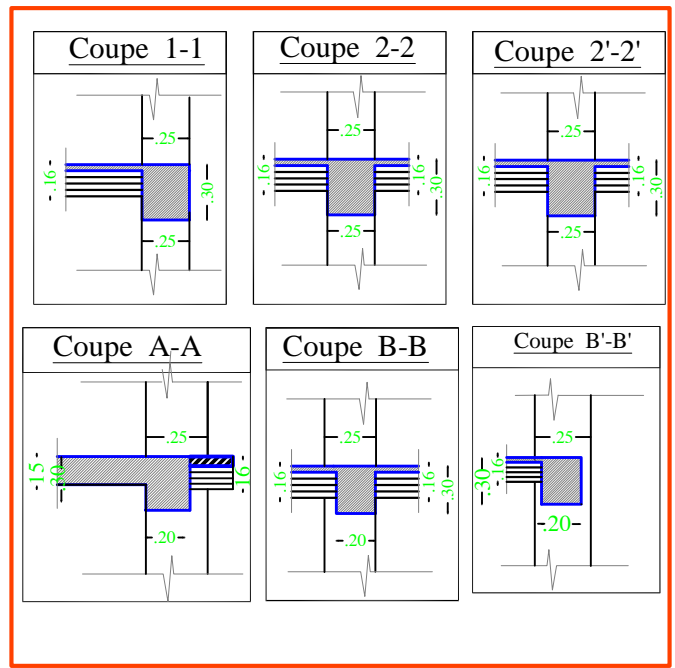
PLAN DE COFFRAGE
 NV +7.14 ET 10.20
 (2^{ème} & 3^{ème} ETAGE)



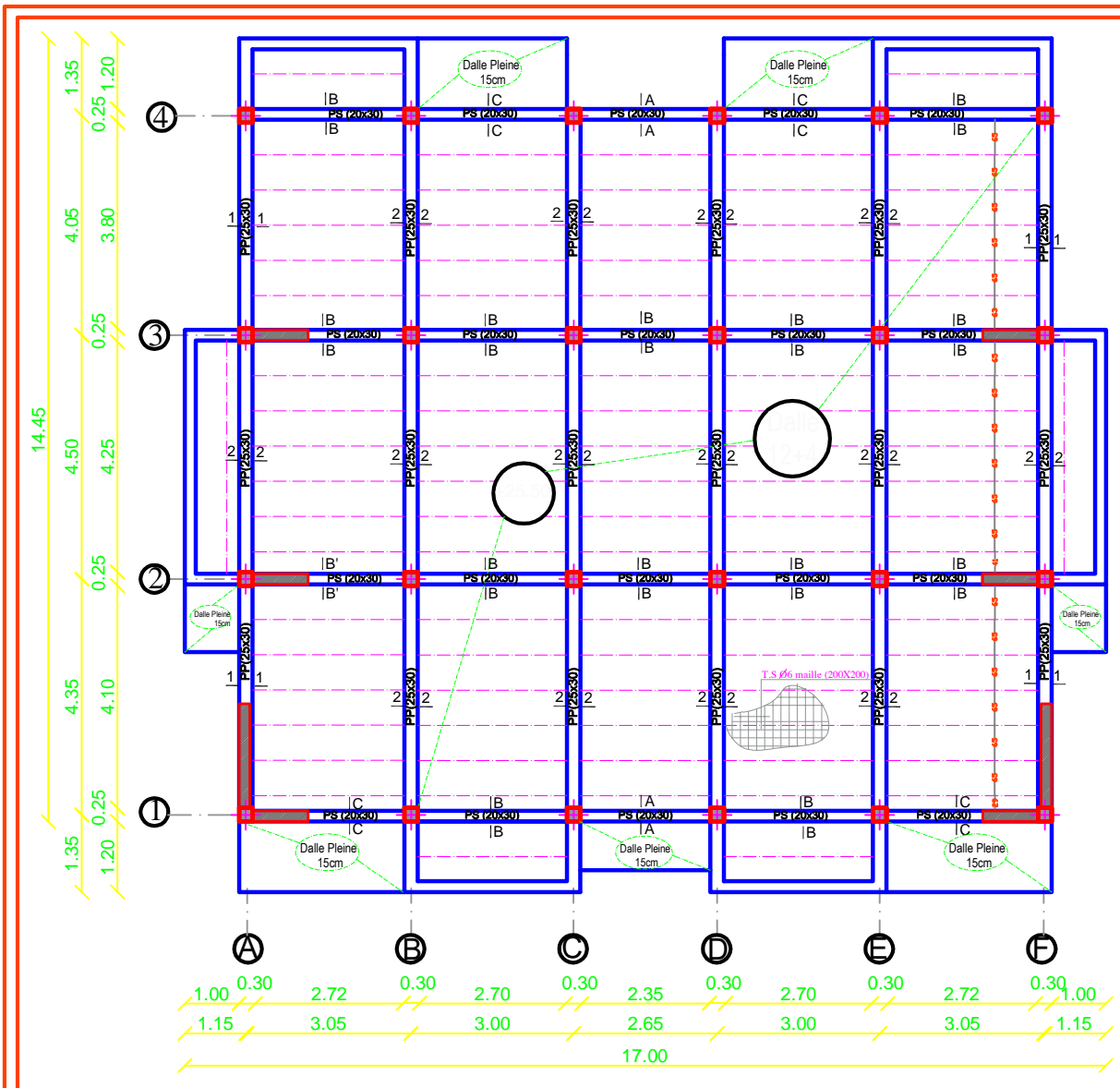
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Endié par : -M ^{elle} MOULLA Myassa -M ^{elle} OUAFI Hayat	Titre : PLAN DE COFFRAGE NV +7.14 ET 10.20 (2 ^{ème} & 3 ^{ème} ETAGE)	Echelle°:1/50 Plan N°:05 Promotion: 2019
Dirigé par : -M ^r BOUKAIS.S		



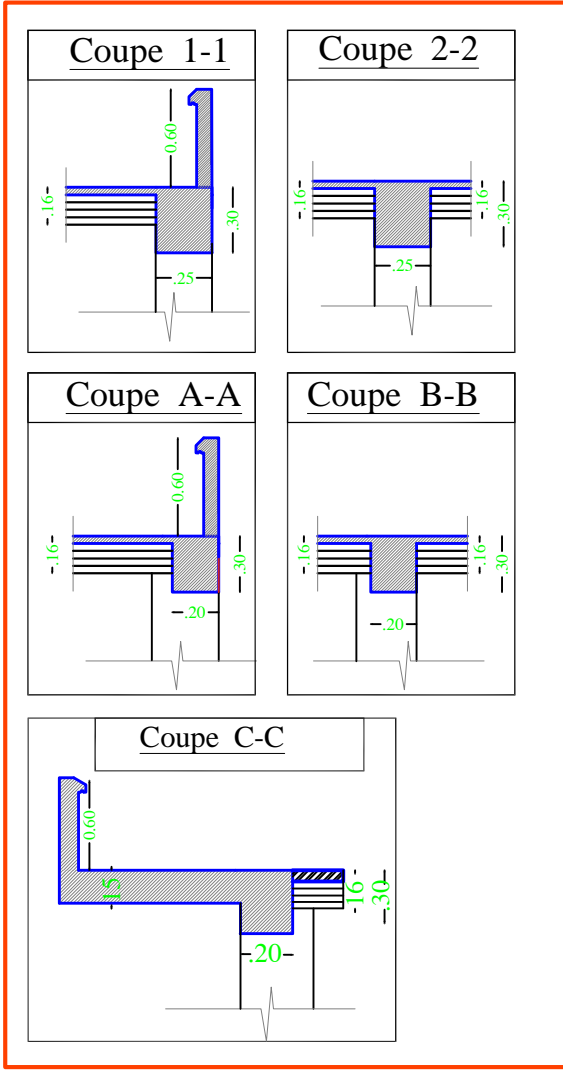
PLAN DE COFFRAGE
 NIV: +13.26; +16.32; +19.38 ET +22.44
 (5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} ETAGE)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} MOULLA Myassa -M ^{elle} OUAFI Hayat	Titre :	Echelle°:1/50
Dirigé par : -M ^r BOUKAIS.S		Plan N°:06
		Promotion: 2019



PLAN DE COFFRAGE
 NIV: +25.50 (TERRASSE)

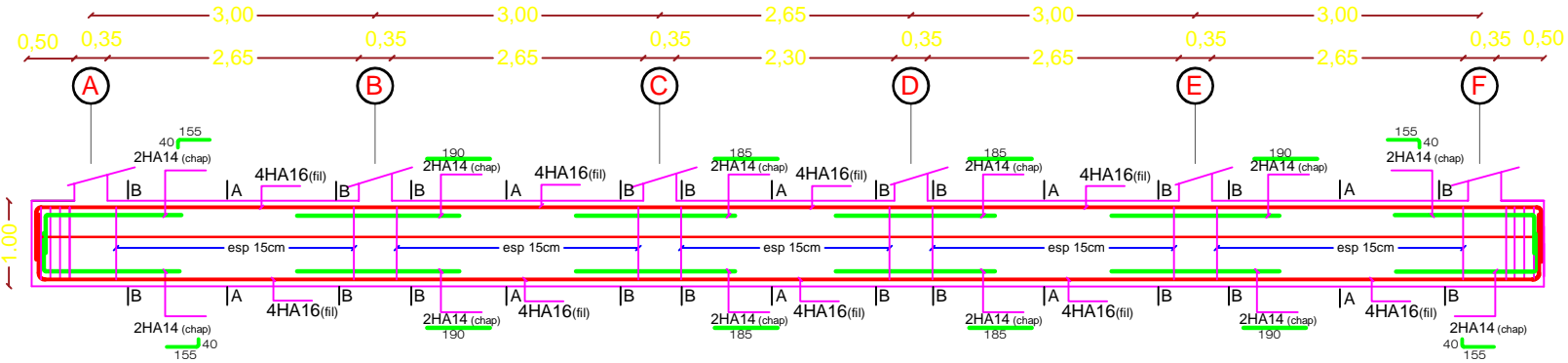


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

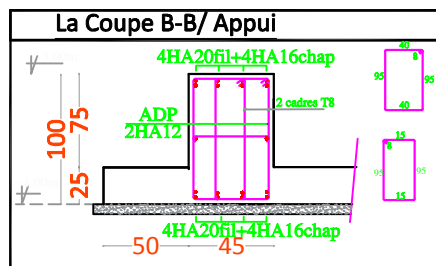
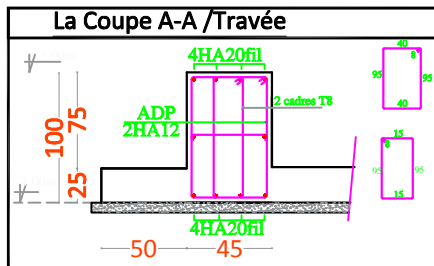
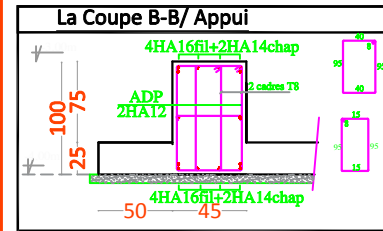
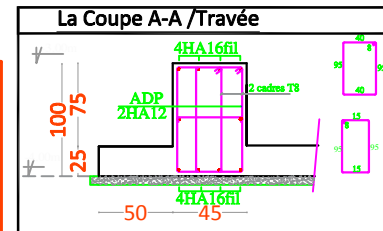
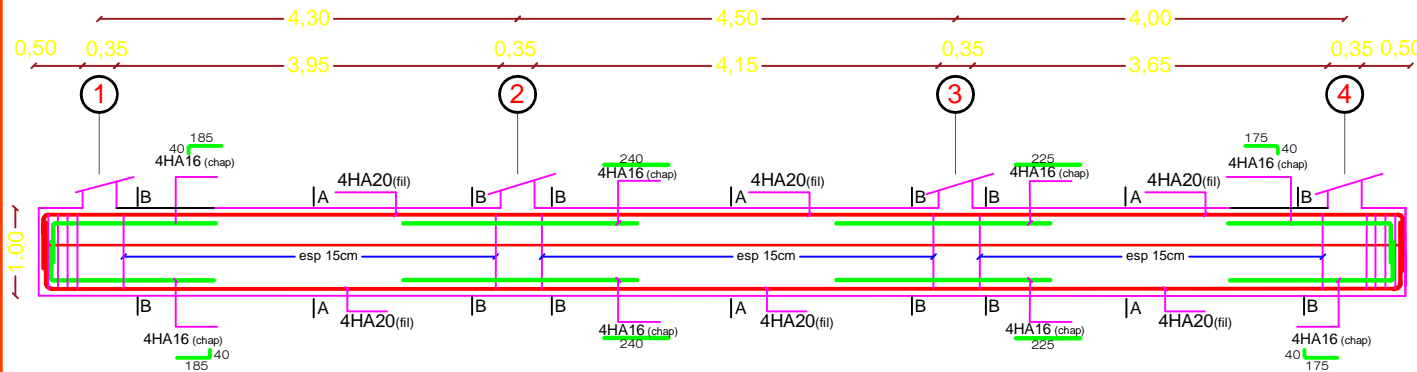
Etudié par : -M ^{elle} MOULLA Myassa -M ^{elle} OUAFI Hayat	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV: +25.50 (TERRASSE)	Echelle°: 1/50 Plan N°: 07 Promotion: 2019
Dirigé par : -M ^r BOUKAIS.S		

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (45X100)cm²

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} MOULLA Myassa
-M^{elle} OUAFI Hayat

Titre :

-ferrailage de la nervure

Echelle°:1/50

Plan N°:08

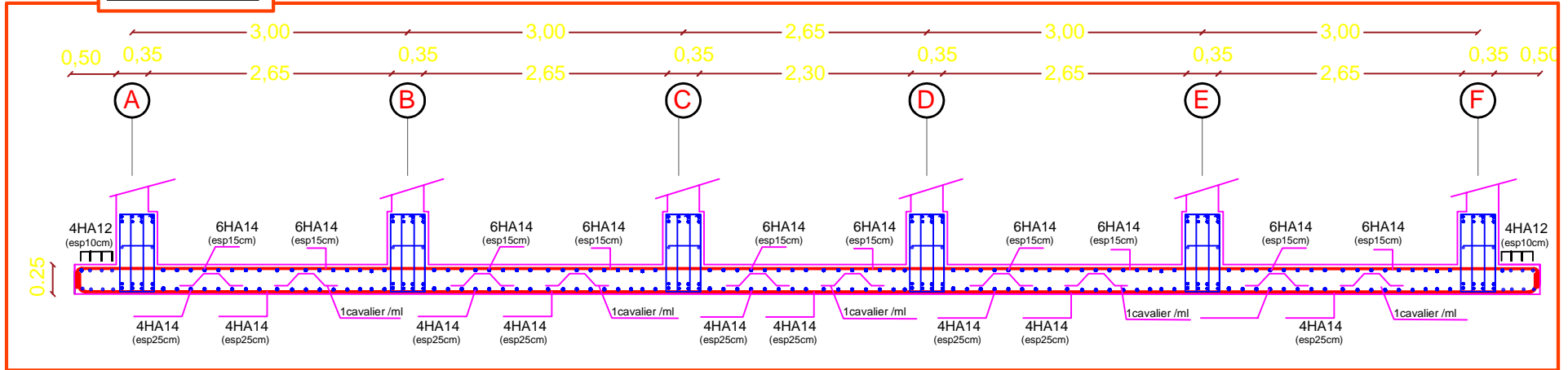
Dirigé par :

-M^r BOUKAIS.S

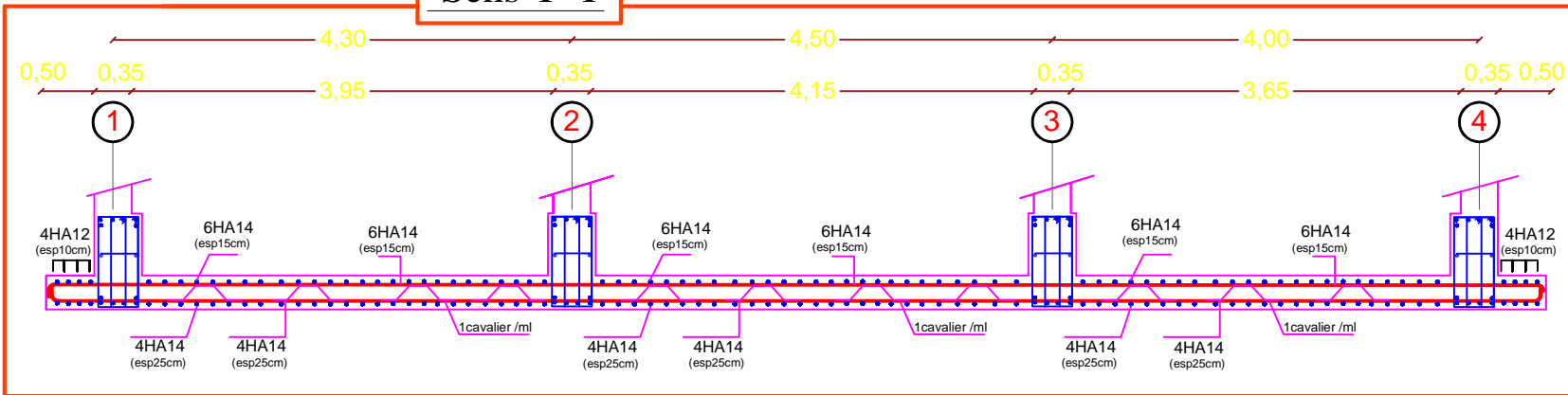
Promotion:
2019

FERRAILAGE DE LA DALLE DU RADIER (25cm)

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} MOULLA Myassa

-M^{elle} OUAFI Hayat

Dirigé par :

-M^r BOUKAIS.S

Titre :

-ferrailage de la dalle

du radier

Echelle°:1/50

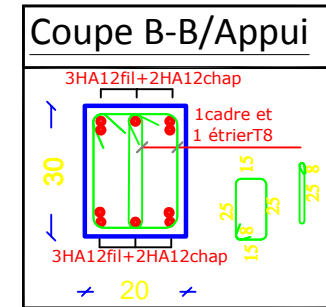
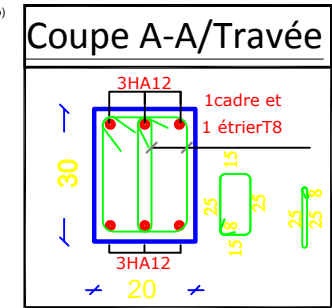
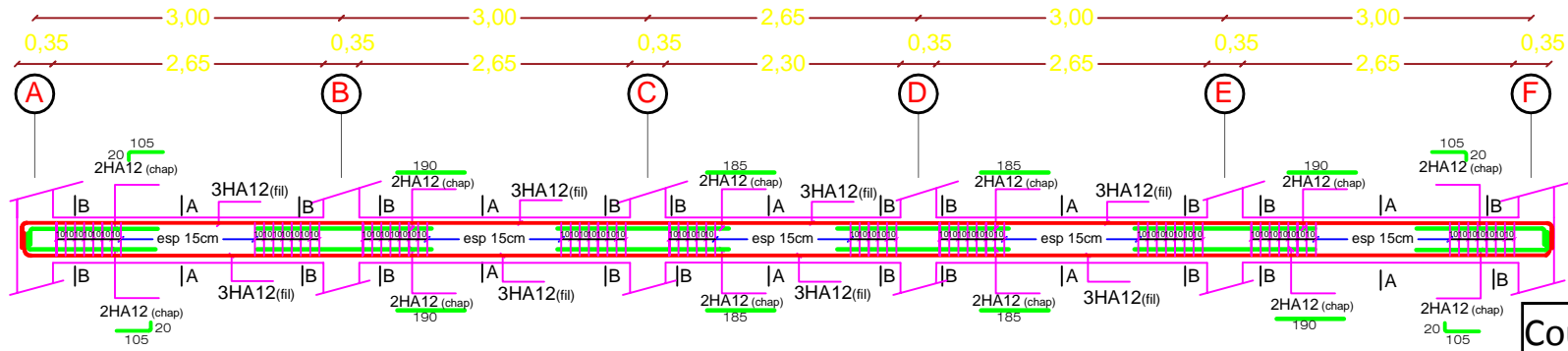
Plan N°:09

Promotion:

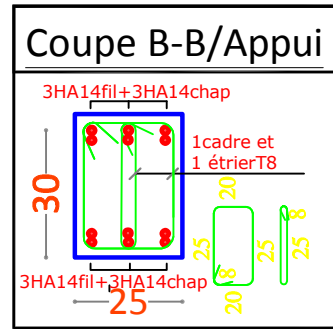
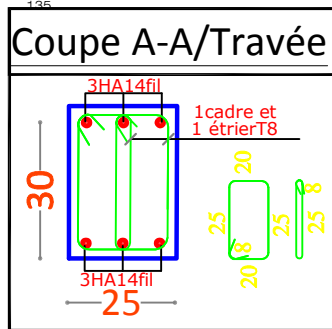
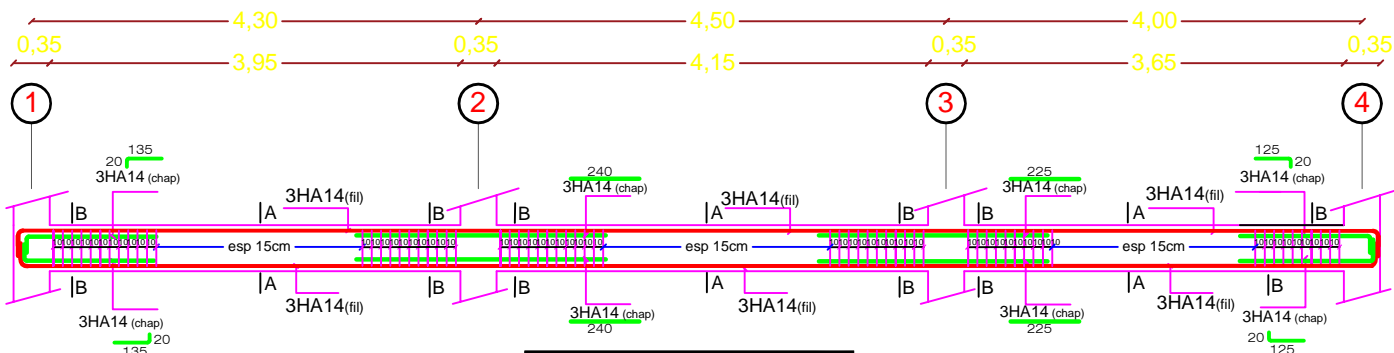
2019

FERRAILLAGE DES POUTRES

Ferrailage des poutres secondaires (20x30)cm²:axe 1 ; 2; 3 et 4



Ferrailage des poutres principales (25x30)cm²:axe A,B,C,D,E et F



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} MOULLA Myassa

-M^{elle} OUAFI Hayat

Dirigé par :

-M^r BOUKAIS.S

Titre :

-ferrailage des poutres

Echelle°:1/50

Plan N°:10

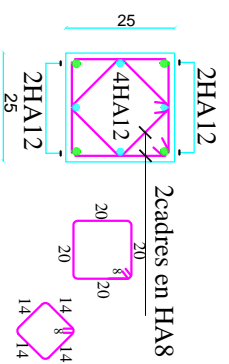
Promotion:

2019

FERRAILLAGE DES POTEAUX
 Pour les : Zone (I) , Zone (II) et Zone (III)

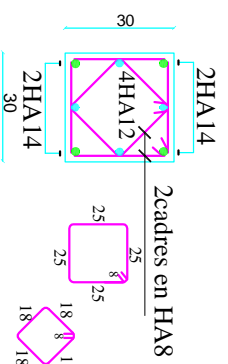
Coupe A-A

ZONE(III):
 Poteau(40x40): 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} ETAGE



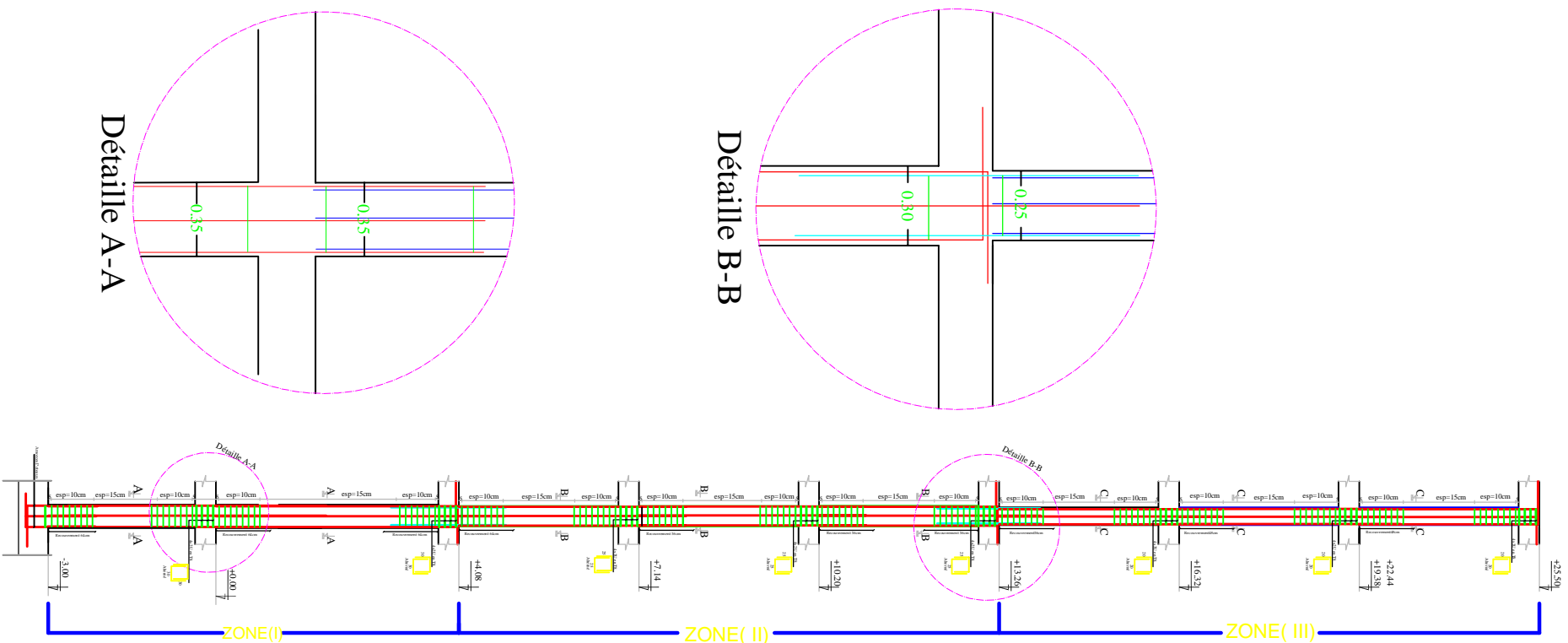
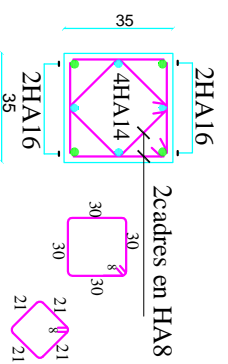
Coupe B-B

ZONE(II):
 Poteau(30x30): 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} ETAGE



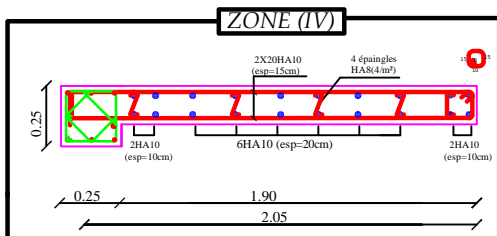
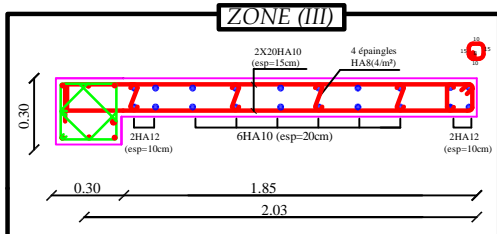
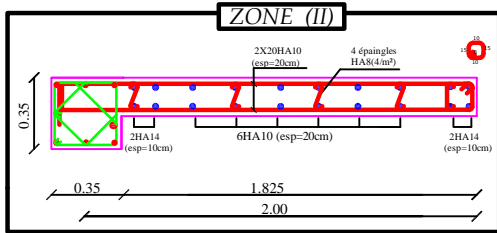
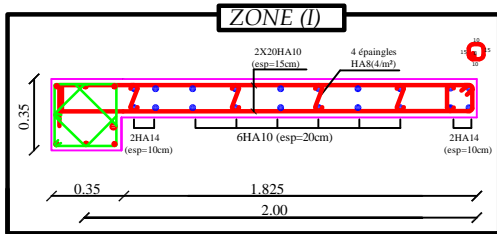
Coupe A-A

ZONE(I):
 Poteau(35x35): Sous-sol et RDC

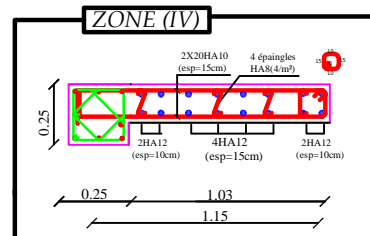
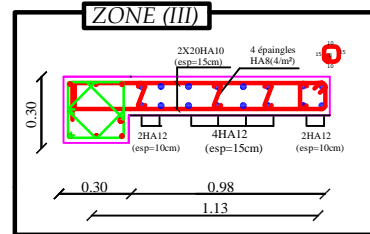
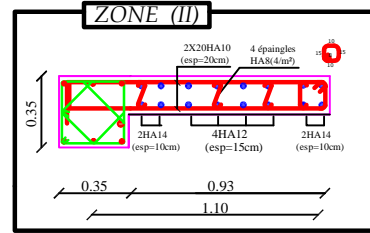
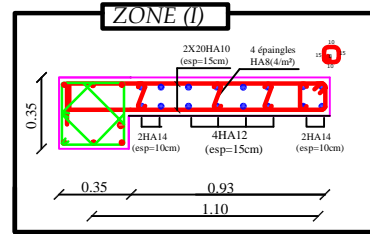


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Établi par : M ^{lle} MOULLA MYASSA M ^{lle} OUAFLI HOÛRI	Titre : FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I), Zone (II) et Zone (III)
Dirigé par : M BOUKHAÏS	Echelle: 1/50 Plan N°: 10 Promotion: 2019

***Voile Transversal:VT**
-L=2.00m



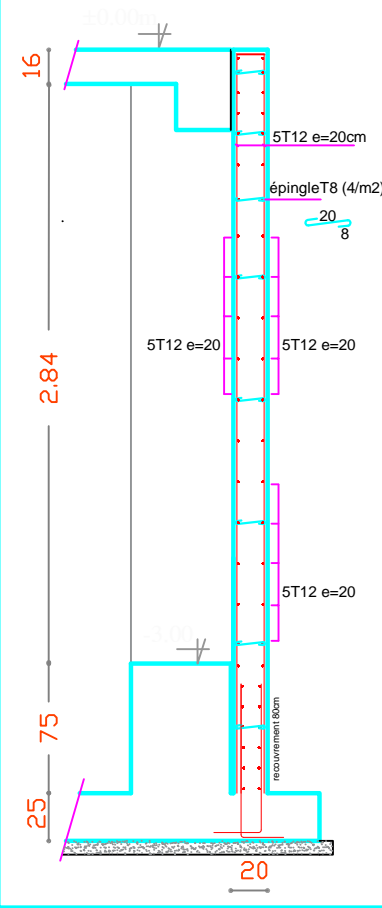
***Voile Longitudinal:VL**
-L=1.10m



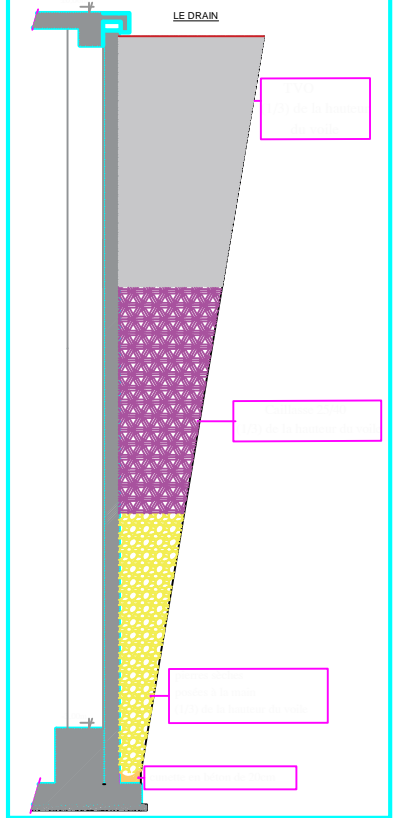
**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX ET LONGITUDINAUX
VT ET VL**

Fourilles ZONE (I), (II), (III) et (IV)

Détails de ferrailage le voile plaque



Détails de drainage derrière le voile plaque



FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} MOULLA Myassa
-M^{elle} OUAFI Hayat

Titre :
**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX ET LONGITUDINAUX
VT ET VL**

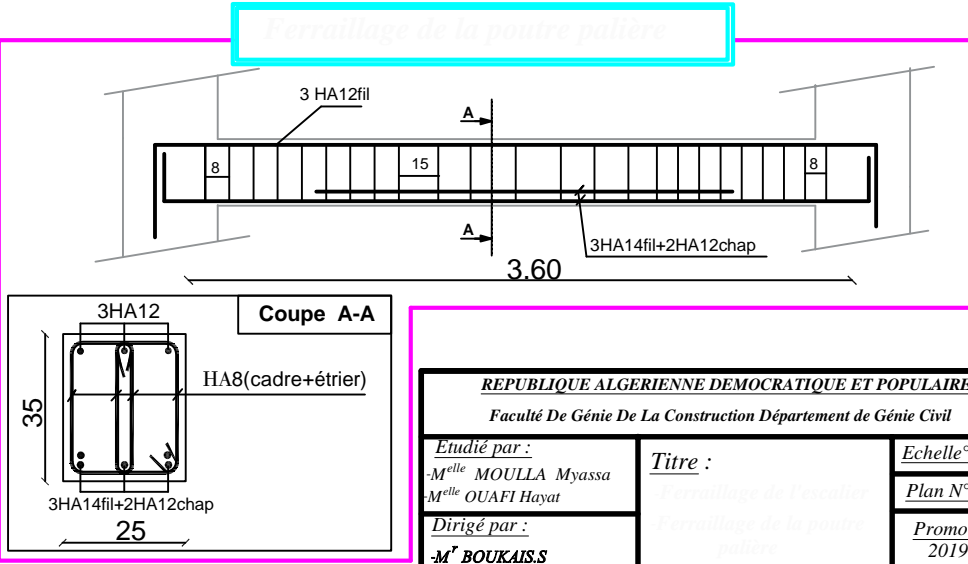
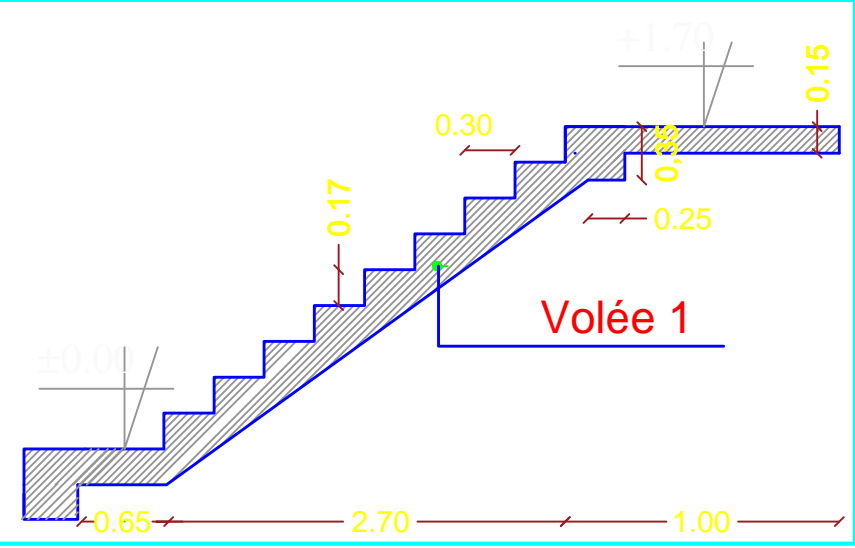
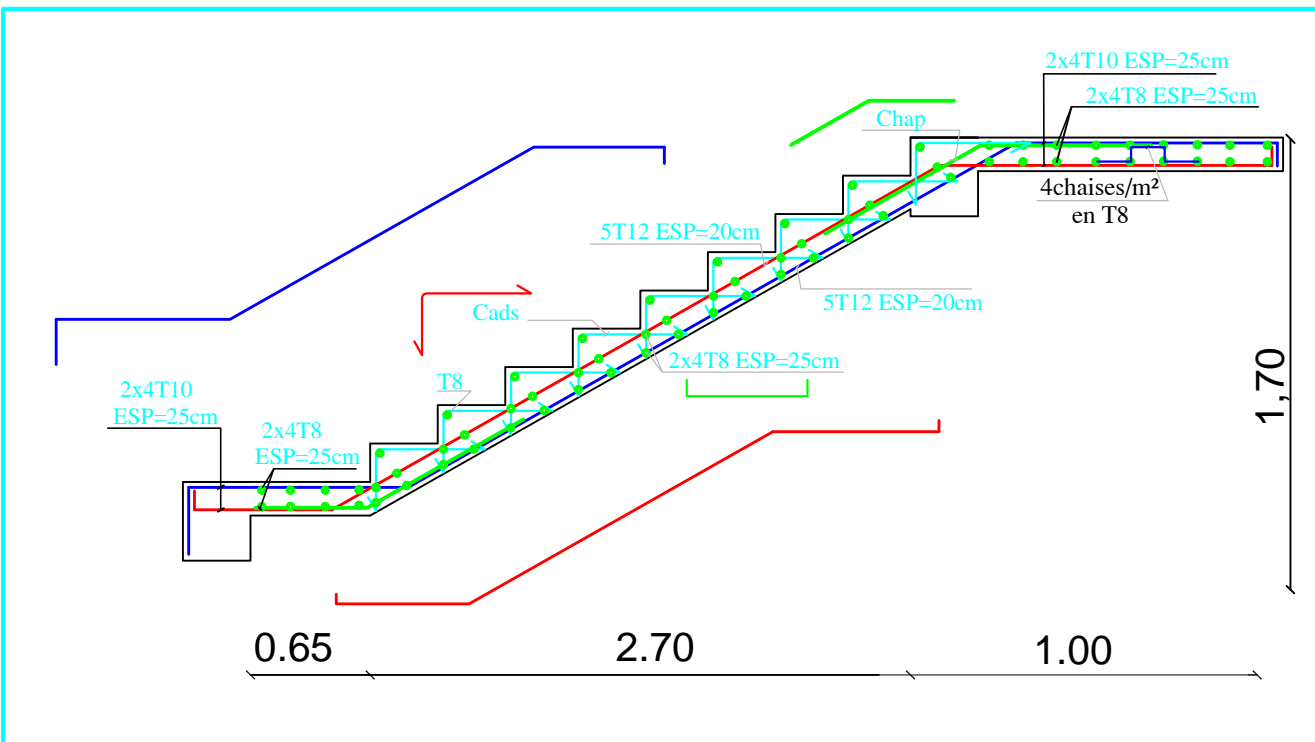
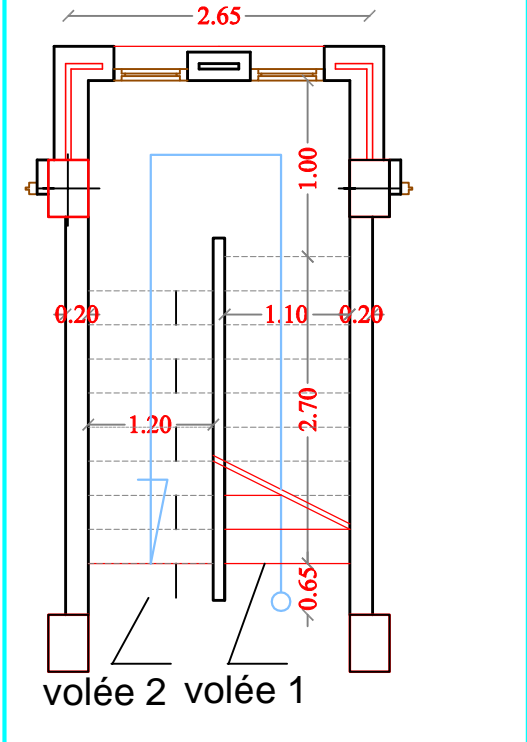
Echelle°:1/50

Plan N°:11

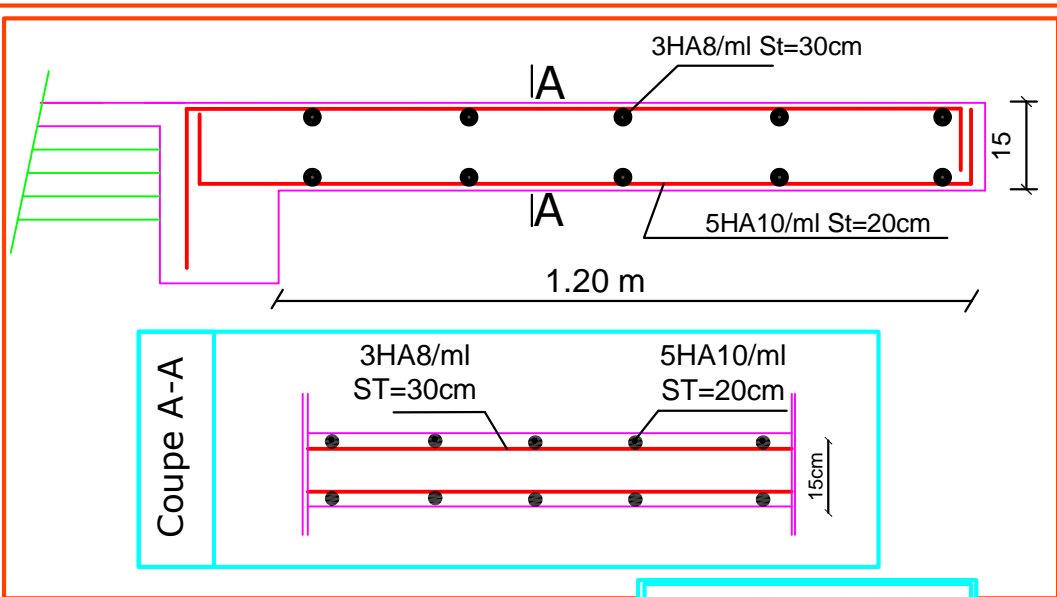
Dirigé par :
-M^r BOUKAISS

FERRAILLAGE DE VOILE
PLAQUE

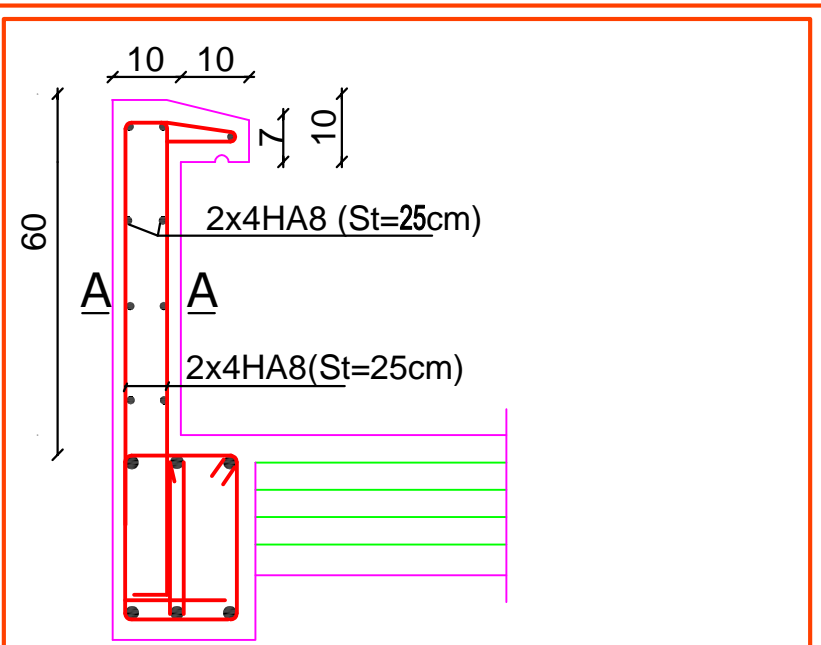
Promotion:
2019



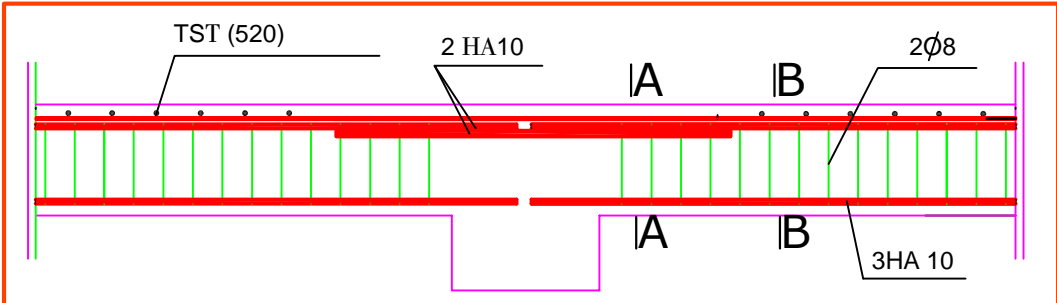
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	Echelle°:1/25
-M ^{elle} MOULLA Myassa -M ^{elle} OUAFI Hayat		Plan N°:13
Dirigé par :	Ferraillage de l'escalier Ferraillage de la poutre palette	Promotion: 2019
-M ^r BOUKAIS.S		



Ferrailage du balcon



Ferrailage de l'acrotère



Ferrailage du plancher

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
Etudié par : -M ^{elle} MOULLA Myassa -M ^{elle} OUAFI Hayat	Titre : Ferrailage du balcon Ferrailage de l'acrotère Ferrailage du plancher	Echelle°:1/25
Dirigé par : -M ^r BOUKAIS.S		Plan N°:14
		Promotion: 2019

Introduction générale

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois, par leur importances, des destructions massives. Le dernier séisme du 21 mai 2003 qui a touché les régions de Boumèrdes, Alger et Tizi – Ouzou on est un exemple raille. D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées, malgré ce risque, le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace, il est donc d'une importance primordiale de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées, pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien.

L'ingénieur doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les dispositions constructives exigées par le PRA 2003, le BAEL 99 et le CBA93 qui rigidifient convenablement la structure de manière à assurer :

- ✓ La stabilité et la durabilité de l'ouvrage, pour assurer la sécurité des usagers.
- ✓ L'économie : diminuer le coût du projet, même si rien n'est définitif ni le prix,

ni le temps, car tout évolue très rapidement

Ce projet de fin d'étude est une occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire

I.1. Description de l'ouvrage:

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (1S/SOL+ RDC+ étage de service +6étages) à usage d'habitation et commercial. Le projet sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou (nouvelle ville). Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité(IIa), selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/version 2003).

(Article3.2 de RPA), et selon le rapport du sol, la contrainte admissible $\sigma_{sol}=2.5bars$.

La structure est composée:

- Un sous-sol.
- Un rez-de-chaussée(RDC) partie commerciale.
- Un étage de service (bureau)
- 06 étages à usage d'habitation avec 2 appartements pour chaque étage (F4).
- 02 cages d'escalier (une vers l'étage de service, l'autre pour les étages courant)
- Terrasse inaccessible

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- ✓ Largeur totale du bâtiment13.30m
- ✓ Longueur totale du bâtiment15.00m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment25.50m
- ✓ Hauteur du sous-sol3.00m
- ✓ Hauteur du RDC4.08m
- ✓ Hauteur étages service et courant.....3.06 m

I.3 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

1) L'infrastructure :

Les fondations :

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

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

2) La Superstructure :

a) L'ossature :

Le bâtiment dépasse cinq niveaux et il est situé en zone (IIa) il y a lieu donc de prévoir des voiles, dans l'ossature.

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent)

b) Les planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour fonction essentielles :

- La fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent aux éléments porteurs (poteaux-poutre-voile) les charges permanentes et les surcharges.
- La fonction d'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux portés par des poutrelles et une dalle de compression.

Ce plancher assure la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) puis aux éléments verticaux (poteaux).

Les poutrelles sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

❖ Avantage du plancher à corps creux :

Facilité de réalisation.

Minimiser le coût du coffrage

Réduire le poids du plancher et par conséquent, l'effet sismique.

- Plancher en dalle pleine coulée sur place pour les balcons, de par leur forme irrégulière

❖ Avantage des dalles pleines :

Minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

c) Maçonnerie :

- Murs extérieur : Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.
 - *Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.*
 - *L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.*
 - *Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.*
- Murs intérieurs : Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

d) Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs des façades extérieures.
- Enduits pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

e) L'escalier :

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages de l'entre sol jusque au dernier étage.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91 modifié 99)

1. Béton :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment, granulats, sable, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide. Il est le matériau de construction le plus utilisé au monde et il est le meilleur matériau de construction à meilleur rapport qualité /prix

Le béton possède les qualités suivantes :

- ❖ La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression.
- ❖ La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides...)
- ❖ Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- ❖ Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes, aussi complexes soient-ils, permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales (la maniabilité).
- ❖ Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique de 25MPa au minimum.

L'étude de la composition consiste à définir le mélange optimal des granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et eau, afin de réaliser un béton dont les propriétés soient celles recherchées pour la réalisation de l'ouvrage désiré. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL

1-1) Résistance caractéristique du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues pendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm²).

Le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite (f_{c28}).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée f_{tj} est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression, par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en MPa}$$

Or on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ d'où $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

1-2) Module de déformation longitudinale du béton

- Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

a) Module de déformation longitudinale instantané du béton

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

b) Module de déformation longitudinale différée du béton :

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

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_v = 10819 \text{ MPa}$

1-3) Module de déformation transversale du béton (G):

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ [MPa]

*Coefficient de poisson ν : c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale

$\nu = 0$ pour des sollicitations

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations

*E : module de Young (module d'élasticité)

1-4) Contraintes limites :


La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en MPa}$$

a) Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} » :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous :

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

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

Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ MPa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

θ : coefficient de durée d'application dès l'action considérée,

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

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

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

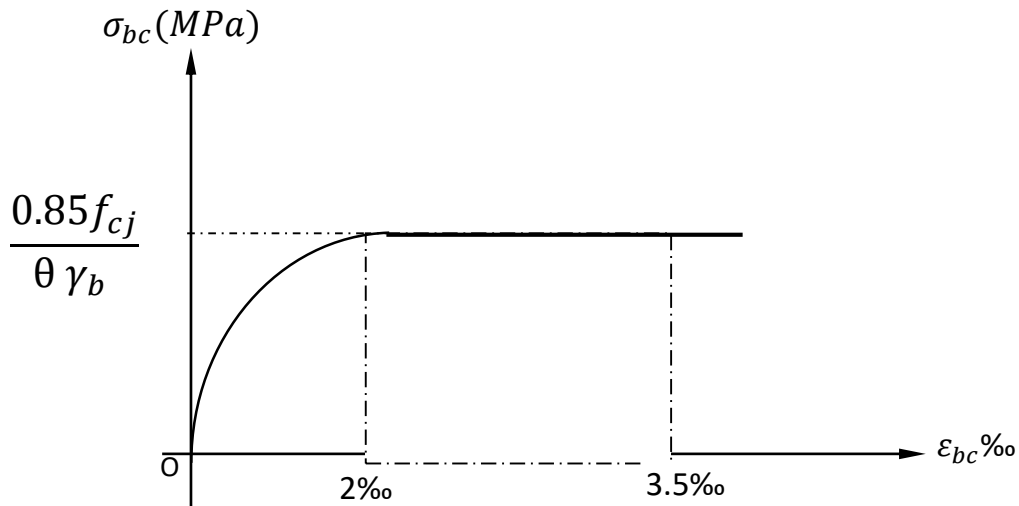


Figure I.4.1 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'E.L.U
Ce diagramme présente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement.

b) Contrainte limite de service à la compression :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

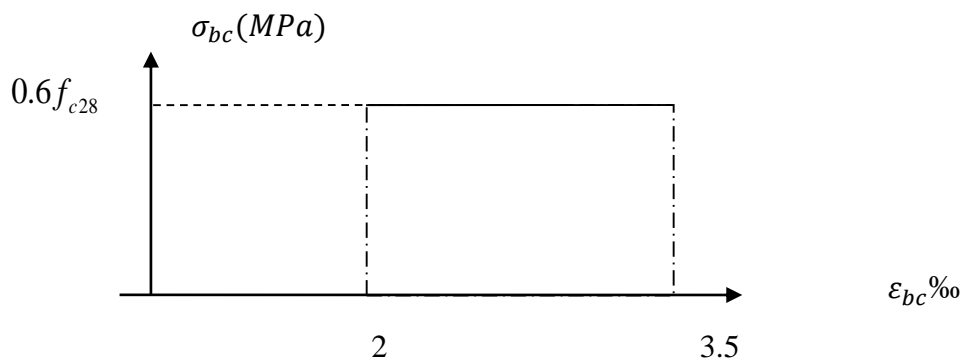


Figure I.4.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

c) contrainte limite de cisaillement : (Art : A5.1, 21/BAEL)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ; \text{ Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- pour une fissuration peu nuisible $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$
- pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$.

1-2) Acier :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers (HA : haute adhérence et TS : treillis soudé)

- Les aciers à haute adhérence (HA) : Fe 400 et Fe500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa)
- Treillis soudé : quadrillage en fils écrous soudés électriquement, de type TLE520

2-1) Module de déformation longitudinale :

Sa valeur est constante, quel que soit la nuance de l'acier $E_s=2 \times 10^5$ MPa

2-2) Contraintes limites :**a) Contrainte limite ultime :(Art 4.3.2 BAEL91)**

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

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

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

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité tel que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa pour les HA}$$

b) Contrainte limite de service:

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 :

➤ Fissurations peu nuisibles :

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est

soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

➤ **Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères (exposés à l'intempérie)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

➤ **Fissurations très préjudiciables :**

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-là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

✚ η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les ronds lisses (RH)

$\eta=1.6$ pour les aciers de haute adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta= 1.3$ pour les aciers de haute adhérence (HA) de diamètre $<6\text{mm}$

2-3) Protection des armatures: (Art A.7.1/BAEL91)

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** , pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** , pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** , pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

2-4) Diagramme contraintes déformations de l'acier : (Art A.2.2.2/BAEL91)

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

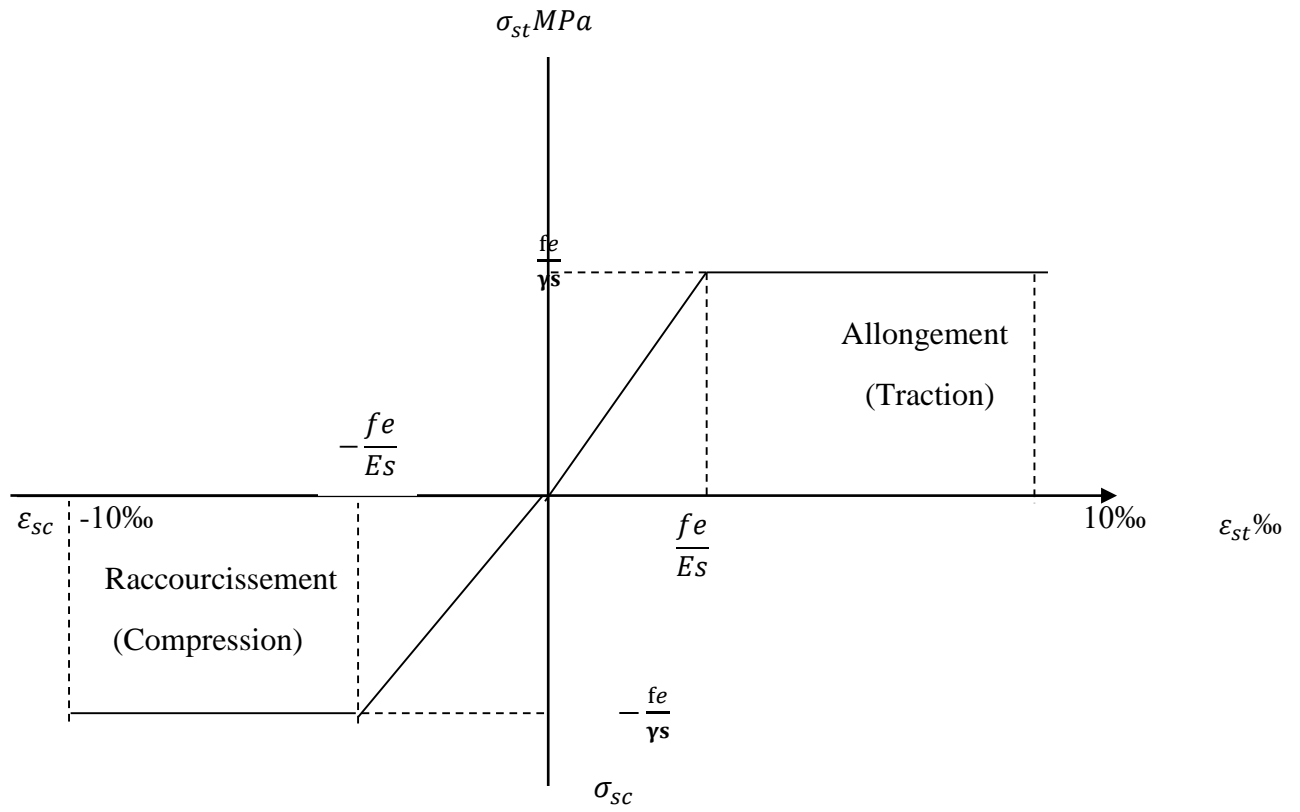


Figure I.4.3: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments de la structure, basé sur les lois issues des règlements BAEL91 et RPA99 version 2003, résulte des limitations de déformations. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections transversales des éléments de l'ouvrage.

II.2. Pré-dimensionnement

II.2.1- Pré-dimensionnement des Planchers :

Un plancher à corps creux est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, composé de hourdis associés à un système de poutres. Il sépare deux niveaux successifs, et permet la transmission des charges et surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux différents éléments porteurs.

Un plancher à corps creux est adopté en partie courante, alors que les balcons et les portes à faux sont conçus avec des dalles pleines.

II.2.1.1 Plancher en corps creux :

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

L: portée maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{270}{22,5} = 12 \text{ cm}$$

On prendra un plancher de (12+4) $\Rightarrow h_t = 16$ cm (un corps creux de 12 cm, associé à une table de compression de 4 cm)

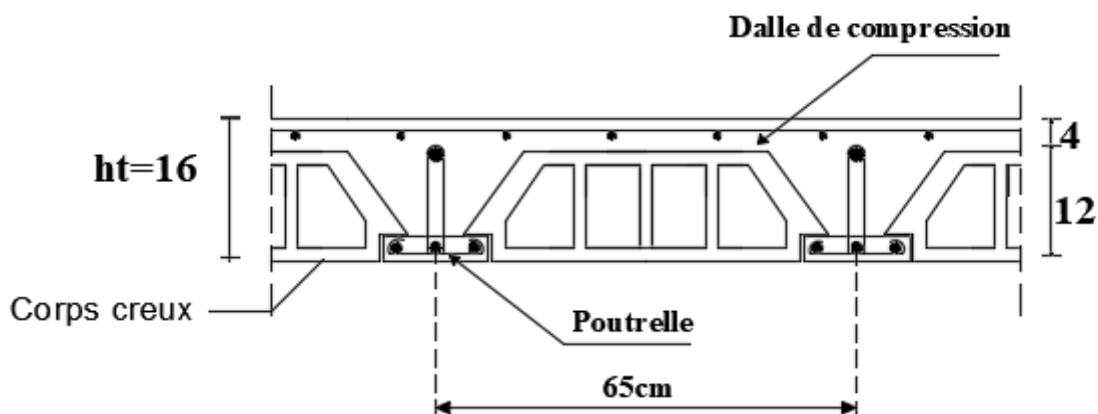


Figure II.1 Plancher à corps creux 12+4

II.2.1.2 Plancher en dalle pleine

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme

$$E_p = \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{Avec } L: \text{ largeur de la console}$$

E_p : épaisseur de la dalle.

On prend $E_p = 15 \text{ cm}$

II.2.2. Pré-dimensionnement des poutres :

Le dimensionnement des poutres dans le cas hyperstatique est mené par la formule ci-dessous

[Victor Davidovici 1996]

$$- \quad h_t: \frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{15} \quad L : \text{ portée libre maximale de la poutre.}$$

$$- \quad b : 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

a. Poutres principales :

$$\frac{L_{max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{15}$$

$$L_{max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad h_t : \frac{L_{max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{15} \Leftrightarrow \frac{420}{20} \leq h_t \leq \frac{415}{15} \Leftrightarrow 21 \text{ cm} \leq h_t \leq 28 \text{ cm}$$

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

$$\bullet \quad b : 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 25 \leq b \leq 0,7 \times 25 \Leftrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

$$\text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

b. Poutres secondaires :

$$L_{max} = 300 - 25 = 275 \text{ cm.}$$

$$h_t : \frac{L_{max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{15} \Leftrightarrow \frac{270}{20} \leq h_t \leq \frac{270}{15} \Leftrightarrow 13,75 \text{ cm} \leq h_t \leq 18,33 \text{ cm}$$

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

$$b : 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 15 \leq b \leq 0,7 \times 15 \Leftrightarrow 8 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b = 15 \text{ cm.}$$

c. Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003 :

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003 (article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres, leurs dimensions doivent respecter les conditions ci-après :

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

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

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

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifié (oui/non)
Hauteur (cm)	$30 \geq 30 \text{ cm}$	$20 \geq 30 \text{ cm}$	non
Largeur (cm)	$25 \geq 20 \text{ cm}$	$15 \geq 20 \text{ cm}$	non
Hauteur / Largeur	$1.5 \text{ cm} \leq 4$	$1.33 \text{ cm} \leq 4$	oui

Conclusion : Nous adoptons des poutres de dimensions suivantes :

25x30..... Poutres principales.

20x30..... Poutres secondaires.

II.2.4. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place. Ils sont destinés à assurer, partiellement ou totalement, les fonctions principales suivantes :

- La fonction de contreventement
- La fonction porteuse Les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes (Article 7.7.1 du R.P.A99 version 2003) :

$$L \geq 4 a$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Où : **L** : Longueur minimale du voile (figure II.2)

a : épaisseur du voile.

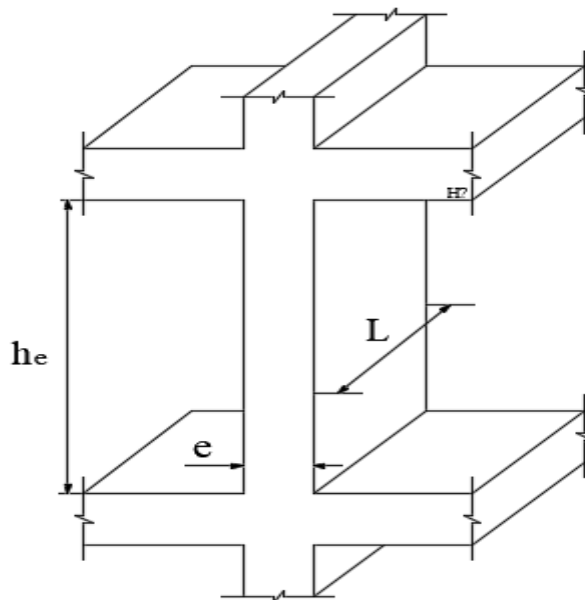


Figure II.2 : coupe du voile en élévation.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la (figure II.3)



Figure II.3: coupe transversale de voile linéaire.

→ L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq h_e / 20$

On a :

$$h_e = h - e_p \quad \text{Où : } e_p: \text{ Hauteur du plancher} = 16\text{cm}$$

▪ **Pour le sous-sol :**

$$h_e = h - e_p = 300 - 16 = 284\text{cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{284}{20} = 14.2\text{cm}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 15\text{cm}$

▪ **Pour RDC :**

$$h_e = h - e_p = 408 - 16 = 392\text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{392}{20} = 19,6\text{cm}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 15\text{cm}$

▪ **Pour les étages de service et courant**

$$h_e = h - e_p = 306 - 16 = 290\text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{290}{20} = 14,5\text{cm}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 15\text{cm}$

En prend $e_p = 15\text{cm}$ pour toute le voile

Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1) :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L_{\min} \geq 4a$

Avec :

L_{\min} : Portée minimale des voiles.

a : Épaisseur du voile.

$$L_{\min} = 1\text{ m} \geq 4 \times 20 = 80\text{ cm} = 0.8\text{ m} \quad < \text{vérifiée} >$$

L'ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa) L'épaisseur minimale exigée est de 15cm

$$a = 20\text{ cm} \geq a_{\min} = 15\text{ cm} \quad < \text{vérifiée} >$$

II.2.5. Pré-dimensionnement Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau considéré comme étant le plus sollicité. Le RPA impose pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux suivantes.

$$\text{Min } (b1, h1) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min } (b1, h1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < b1 / h1 < 4$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que $N_s = G_{CUM} + Q_{CUM}$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $s \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$

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

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

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

II.3. Détermination des charges et surcharges :(DTR B.C 2.2) :

II.3.1. Charges permanentes :

- a. Terrasse inaccessible
- Charges permanentes G :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Couche de gravillon (Protection lourde)	0.05	17 ¹	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6 ²	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4 ³	0.16
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	0.07	22 ⁴	1.54
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10 ⁵	0.2
Charge permanente totale $G_t = 5.68 \text{ KN/m}^2$				

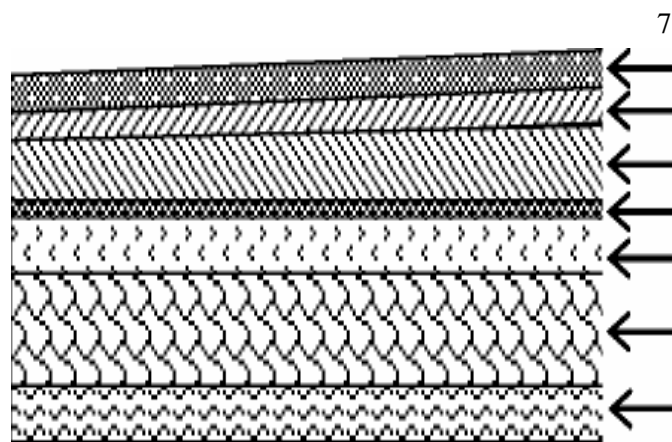


Figure II.4. Coupe verticale du dernier plancher (terrasse)

b. Etage courant:

N ^o	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Cloisons intérieures	0.1	9	0.90
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_t = 5.14 \text{ KN/m}^2$				

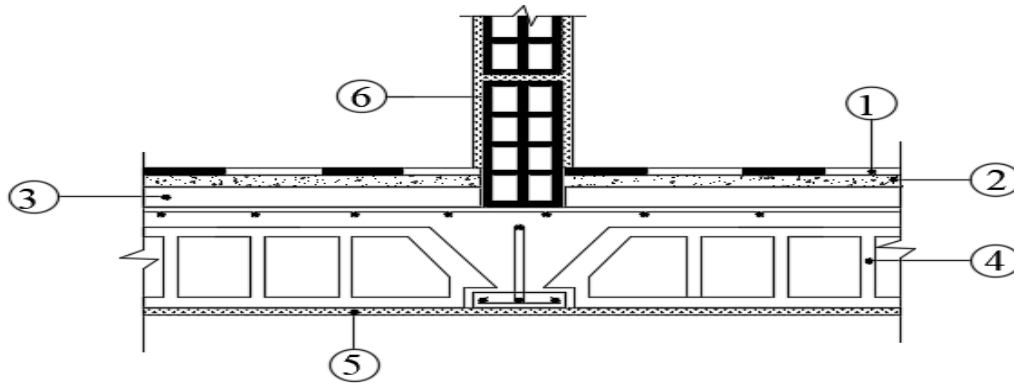


Figure II.5: Coupe d'un plancher d'étage courant

C. Maçonnerie :

- Murs extérieurs :

N ^o	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique [KN / m ³]	Poids surfacique [KN / m ²]
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.10	09	0.9
3	Brique creuse	0.10	09	0.9
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale $G_t = 2.44 \text{ KN/m}^2$				

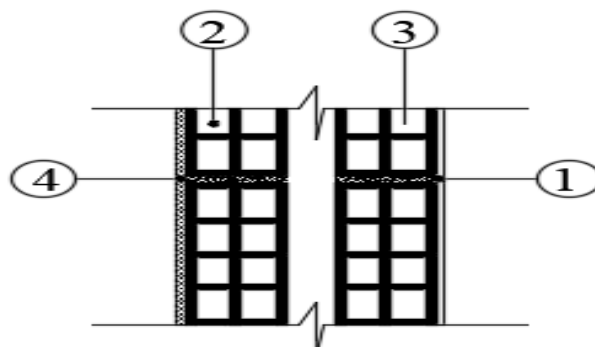


Figure II.8 : Coupe verticale D'un mur extérieur

- Murs intérieur :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale $G_t=1,3\text{KN/m}^2$				

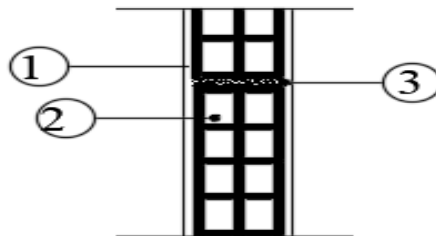


Figure II.9: Coupe verticale d'un mur intérieur

D. Dalle plein pour les balcons :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en Béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale $G_t = 5.19 \text{KN/m}^2$				

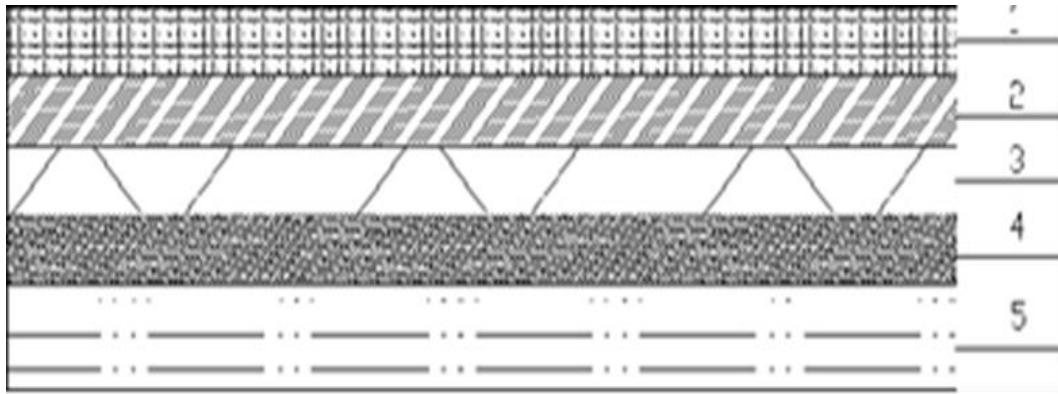


Figure II.10: Coupe verticale de la dalle pleine

E. L'acrotère :

Calcul de son poids propre avec :

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[(0.6 \times 0.12) + (0.12 \times 0.07) - \left(0.12 \times \frac{0.03}{2} \right) \right]$$

$$G = 2.055 \text{ KN/ml}$$

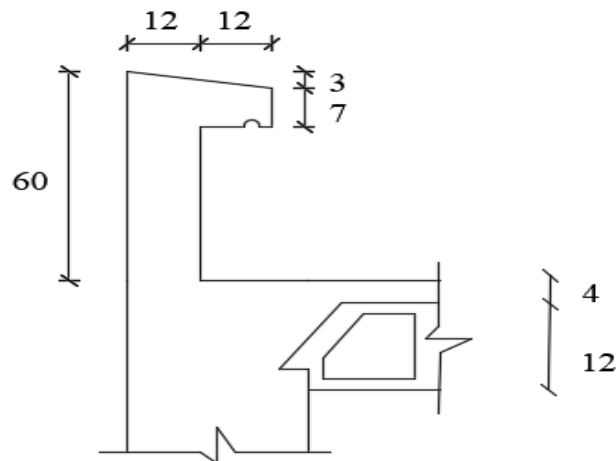


Figure II.11 : Coupe verticale de l'acrotère

II.3.2. Les charges d'exploitation

Plancher terrasse inaccessible	1KN/m ²
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5KN/m ²
Plancher étage de service (bureaux)	2.5KN/m ²
Plancher RDC+ sous-sol (locaux)	2.5 KN/m ²
Balcon	3.5 KN/m ²
Escalier	2.5 KN/m ²
Acrotère	1KN/m ²

II.4. Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est C2

a. Surface d'influence

Surface nette :

$$S_n = (2.25 \times 1.50) + (1.50 \times 2.25) + (1.50 \times 2.15) + (1.50 \times 2.15)$$

$$S_n = 3.375 + 3.375 + 3.225 + 3.225$$

$$S_n = 13.2 \text{ m}^2$$

Surface brute:

$$S_b = 3.255 \times 4.60 = 14.973 \text{ m}^2$$

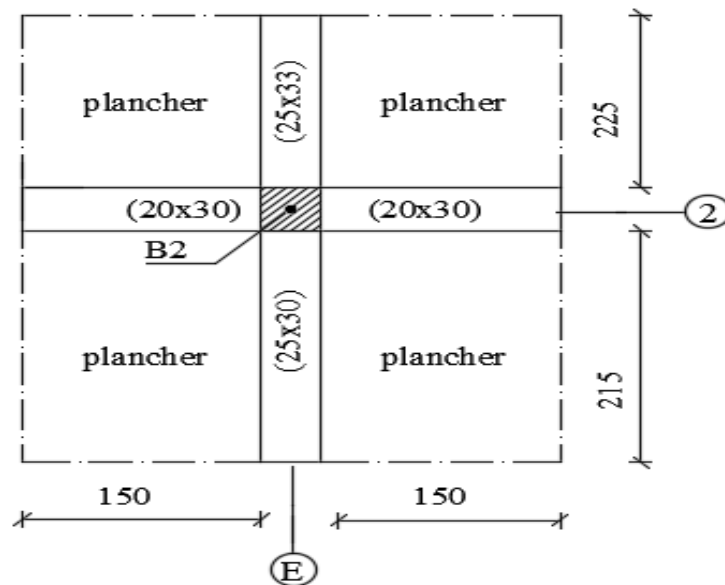


Figure II.5: surface d'influence.

b) Descente de charge

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations

- Détermination du poids propre des éléments :

Avec : $\rho = 25\text{KN/m}^3$

➤ Poids revenant à chaque plancher $p=G \times S$

Plancher	Surface d'influence S(m ²)	Charges G (KN/m ²)	Charges permanentes du plancher P(KN)
terrasse	13.255	5.68	$P= S \times G=75.288$
étage courant	13.255	5.14	$P= S \times G=68.131$

➤ Poids des poutres :

Poutres	Charges permanentes des poutres P $G= b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totales des poutres (KN) $P_{totale}= G_{pp}+ G_{ps}$
Principales	$G_{pp}= (0,25 \times 0,30) \times 25 \times 4.60 = 8.625$	$P_{totale}=13.508$
Secondaires	$G_{ps}= (0.20 \times 0,30) \times 25 \times 3.255 = 4.883$	

➤ **Détermination des surcharges d'exploitation des éléments :**

- Plancher terrasse $Q_0=1 \times 13.20=13.20$ KN
- Plancher d'étage courant $Q_{étage}=1.50 \times 13.20=19.80$ KN
- Plancher d'étage de service $Q_{service}=2.5 \times 13.20=33$ KN
- Plancher RDC $Q_{RDC}=2.5 \times 13.20=33$ KN
- Plancher sous-sol $Q_{sous-sol}=2.5 \times 13.20=33$ KN

➤ **Poids propre des poteaux :**

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir (25x25) cm²

Poids du poteau du sous-sol

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3 \times 25 = 4.69 \text{ KN}$$

Poids du poteau du RDC :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.38 \text{ KN}$$

Poids du poteau d'étage courant

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

c) Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers.

La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement aux bâtiments dont le nombre d'étage est supérieur ou égale à 5, elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

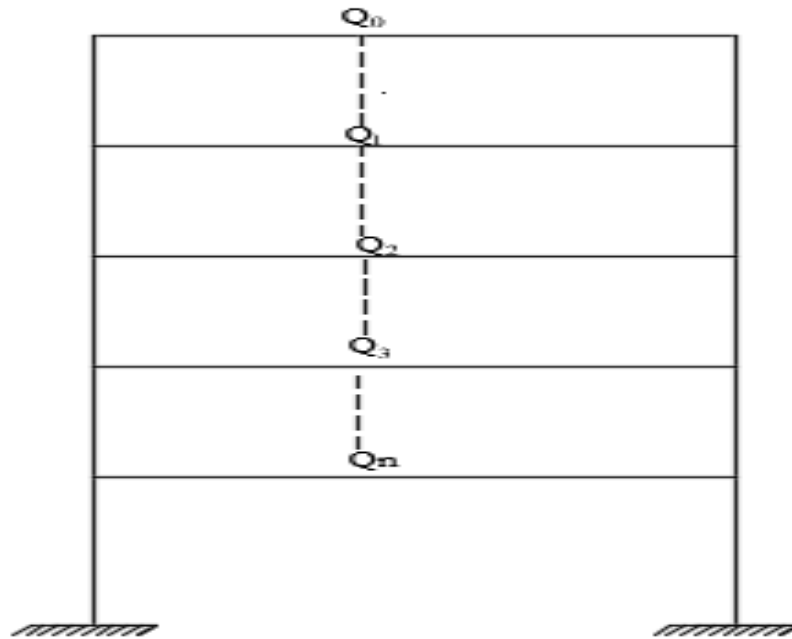
n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

➤ Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	Terrasse (25.50)	Etage 6 (22.44)	Etage 5 (19.38)	Etage 4 (14.79)	Etage 3 (11.73)	Etage 2 (10.20)	Etage 1 (7.14)	Etage de service (4.08)	RDC (0.00)	Sou-sol (-3.00)
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667

$$Q_0 = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 19.80$$



- $Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 13.2 \text{ KN}$
- $Q_7 = Q_0 + Q_1 = 13.2 + 19.8 = 33 \text{ KN}$
- $Q_6 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 13.2 + 0,95(19.8 + 19.8) = 50.82 \text{ KN}$
- $Q_5 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.2 + 0,90(19.8 * 3) = 66.66 \text{ KN}$
- $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.2 + 0,85(19.8 * 4) = 80.52 \text{ KN}$
- $Q_3 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.2 + 0,80(19.8 * 5) = 91.2 \text{ KN}$
- $Q_2 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.2 + 0,75(19.8 * 6) = 102.3 \text{ KN}$
- $Q_1 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.2 + 0,714(19.8 * 6 + 33) = 120.73 \text{ KN}$
- $Q_{\text{RDC}} = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.2 + 0,687(19.8 * 6 + 33 * 2) = 139.33 \text{ KN}$
- $Q_{\text{entre sole}} = Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.2 + 0,667(19.8 * 6 + 33 * 3) = 158.47 \text{ KN}$

NIVEAU U	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux N=Gc+Qc [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutre	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _{plancher}	Q _{Cumulée}		Section trouvée $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ [cm ²]	Section adoptée (b x h)(cm ²)
Terrasse	75.288	-	13.508	88.796	88.796	13.2	13.2	101.996	67.99	25x25
Etage 6	68.131	4.78	13.508	86.419	175.215	19.8	33	208.215	138.81	25x25
Etage 5	68.131	4.78	13.508	86.419	261.634	19.8	50.82	312.454	208.303	25x25
Etage 4	68.131	4.78	13.508	86.419	348.053	19.8	66.66	414.713	276.475	25x25
Etage 3	68.131	4.78	13.508	86.419	434.472	19.8	80.52	514.992	343.328	25x25
Etage 2	68.131	4.78	13.508	86.419	520.891	19.8	91.2	612.091	408.060	30x30
Etage 1	68.131	4.78	13.508	86.419	607.31	19.8	102.3	709.61	473.073	30x30
Etage de service	68.131	4.78	13.508	86.419	693.729	33	120.73	814.459	542.973	30x30
RDC	68.131	6.38	13.508	88.019	781.748	33	139.33	921.078	614.052	35x35
Sou- sol	68.131	4.69	13.508	86.329	868.077	33	158.47	1026.547	684.365	35x35

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d’être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.
- Si la période de vibration n’est pas vérifiée.

II.5. : Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 :

Selon RPA 2003/art 7.7.1:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ pour la zone I et IIa
- ✓ $\text{Min} (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Section des poteaux des différents niveaux	Vérification des conditions	
(25x25) du 3 ^{eme} au 7 ^{eme}	Min(bxh)=25≥25cm	Condition vérifiée
	$\text{Min} (bxh) = 25 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{290}{20} = 14.5\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} = 0.25 \frac{25}{25} = 1 < 4$	Condition vérifiée
(30x30) $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \\ 2^{\text{eme}} \end{array} \right.$ étage de service	Min(bxh)=30≥25cm	Condition vérifiée
	$\text{Min} (bxh) = 30 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{290}{20} = 14.5\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} = 0.25 \frac{30}{30} = 1 < 4$	Condition vérifiée
(35x35) du RDC	Min(bxh)=35≥25cm	Condition vérifiée
	$\text{Min} (bxh) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{392}{20} = 19.6\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} = 0.25 \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée
(35x35) du sous-sol	Min(bxh)=35≥25cm	Condition vérifiée
	$\text{Min} (bxh) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{284}{20} = 14.2\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} = 0.25 \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques)
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier l'élancement λ des poteaux

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \text{Moment d'inertie de la section du poteau}$$

$S = b \times h =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12S}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b} = 24\sqrt{3} \frac{L_0}{b}$$

Vérifications :

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	Vérification des conditions	
(25x25) (3 ^{eme} au 7 ^{eme})	L0 = 3.06 m	$\lambda = 29.68 < 50$	Condition vérifiée
(30x30) (1 ^{er} +2 ^{eme} +étage de service)	L0 = 3.06 m	$\lambda = 24.73 < 50$	Condition vérifiée
(35x35) RDC	L0 = 4.08 m	$\lambda = 28.27 < 50$	Condition vérifiée
(35x35) Sous-sol	L0 = 3.00 m	$\lambda = 20.78 < 50$	Condition vérifiée

II.6 Conclusion

Les valeurs de sections des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003 et aux conditions de stabilité de forme.

Résumé :

Tous calculs fait, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux : (12+4) cm.
- Poutres :
 - | | |
|---|---|
| { | Poutres principales : (25x30) cm ² . |
| | Poutres secondaires : (20x30) cm ² . |
- Poteaux :

Niveau	Section adoptée (bxh) [cm ²]
(3 ^{ème} et 7 ^{ème})	(25x25)
(1 ^{er} + 2 ^{ème} + etg S)	(30x30)
(RDC+Sous-sol)	(35x35)

- Voiles : épaisseur de 15 cm.
- Dalles plaines : épaisseur de 15cm.

III.1. Les planchers à corps creux :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité ; constitué en corps creux et d'une dalle de compression (12+4) [cm], reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée

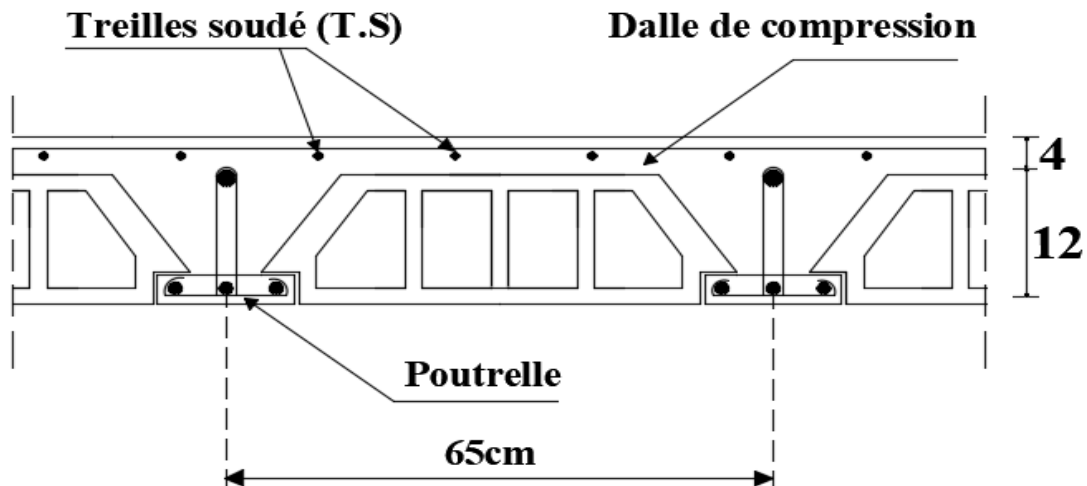


Figure.III.1 : schéma du plancher a corps creux

III.1.1. La dalle de compression

- **Le ferrailage :**

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEI 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp})**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Si } L' \leq 50[\text{cm}]$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Si } 50 \leq L' \leq 80[\text{cm}]$$

L' : entraxe des poutrelles en [cm].

Dans notre cas $L' = 65$ [cm] $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{\perp} = 5\emptyset 4 = 0.63 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20[\text{cm}]$.

- **Armatures parallèles aux poutrelles (A_{\parallel})**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\parallel} = 4\emptyset 4 = 0,5 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25cm.

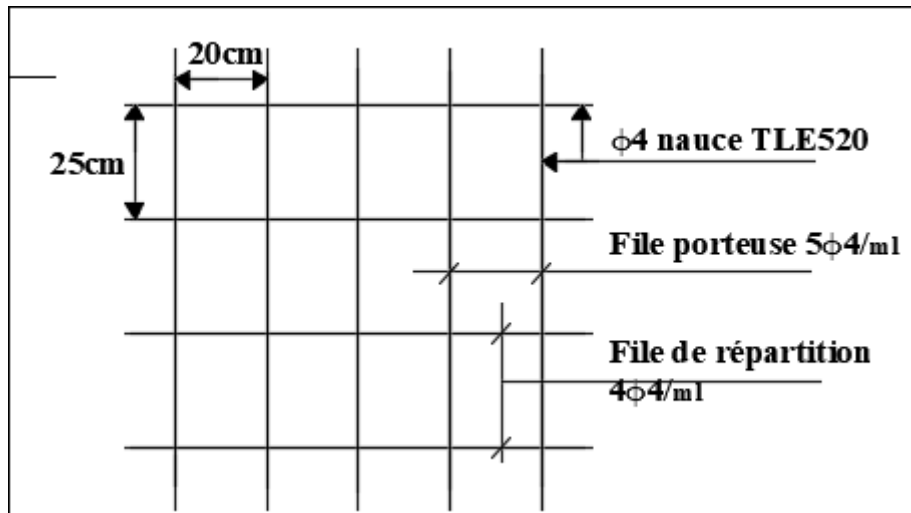


Figure.III.2: Treillis soudés

III.1.2. Les poutrelles :

Le calcul se fera pour l'étage le plus défavorable (cas de la terrasse) puisque les poutrelles sont les mêmes dans les différents niveaux. Ces poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties ; le calcul se fera en deux étapes :

1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression

Dans ce cas, la poutrelle est simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

1) CHARGEMENT

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ [KN/ml]}$.

2) Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

a) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.50 (1 \times 0.65) = 1.974 \text{ KN/ml}$$

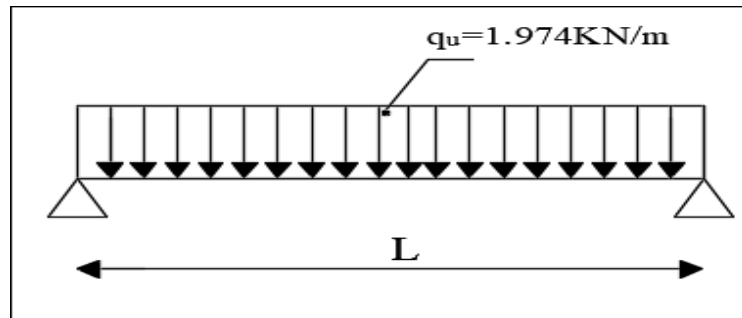


Figure.III.3: schéma statique de la poutrelle

L : c'est la distance entre nu d'appuis.

d : hauteur utile.

b) Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{1.974 \times 3^2}{8} = 2.22 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des armateurs

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.22 \times 10^3}{12 \times 2,5^2 \times 14.2} = 2.08 \gg 0.392 \quad \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Remarque :

La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas nécessaires.

2^{ème} étape: Apres coulage du béton de la dalle de compression:

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis et encastree partiellement à ses deux extrémités. Elle supporte, en plus de son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que les surcharges d'exploitation.

Plancher Terrasse inaccessible

✓ **Poids propre du plancher :**

$$G_{PT} = 5,68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q_{PT} = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

✓ **Combinaisons de charge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35 (5,68) + 1.5 (1)] \cdot 0.65 = 8,64 \text{ [KN/ml]}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = [5,68 + 1] \cdot 0.65 = 4,34 \text{ [KN/ml]}$$

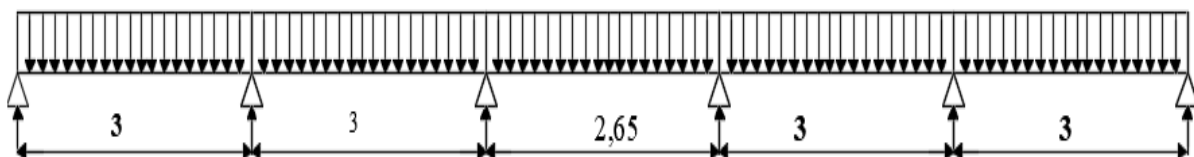


Figure.III.4. Schéma statique de la poutrelle

1) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des (03) moments.

1. Vérification de la méthode forfaitaire : (art B .6.2.210 BAEL 91 modifié 99) :

a. $Q \leq \min (2G , 5 [KN.M])$

$2G = 2 \times 5,68 = 11,36 [KN/m^2]$

$Q = 1 [KN/m^2]$

$Q=1 [KN/m^2]$ **condition vérifiée**

Notre plancher est à surcharge d'exploitation modérée.

b. $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$

Travée 1 : $0.8 < \frac{l_1}{l_2} = \frac{300}{300} = 1 < 1.25$ **condition vérifiée**

Travée 2 : $0.8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{300}{265} = 1,132 < 1.25$ **condition vérifiée**

Travée 3 : $0.8 < \frac{l_3}{l_4} = \frac{265}{300} = 0,883 < 1.25$ **condition vérifiée**

Travée 4 : $0.8 < \frac{l_4}{l_4} = \frac{300}{300} = 1 < 1.25$ **Condition vérifiée**

c. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les Différentes travées**condition vérifiée**

d. La fissuration est considérée comme non préjudiciable**condition vérifiée**

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

2. Application de la méthode forfaitaire :

a) Exposé de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée. Celle-ci étant supposée de même portée libre, et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

α : le rapport des charges d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérée

$$\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

- * M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison
- * M_w et M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée,
- * M_t : le moment maximal pris en compte en travée.

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

$$M_t \geq \max \left[(1.05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0) - \frac{M_w + M_e}{2} \right]$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive}$$

La valeur de chaque moment sur appui intermédiaire doit être aux moins égale à :

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

b) Calcule des coefficients

$$\alpha = \frac{0.65}{3.692 + 0.65} = 0.27$$

$$1+0,3\alpha = 1.081$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0.541$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0.641$$

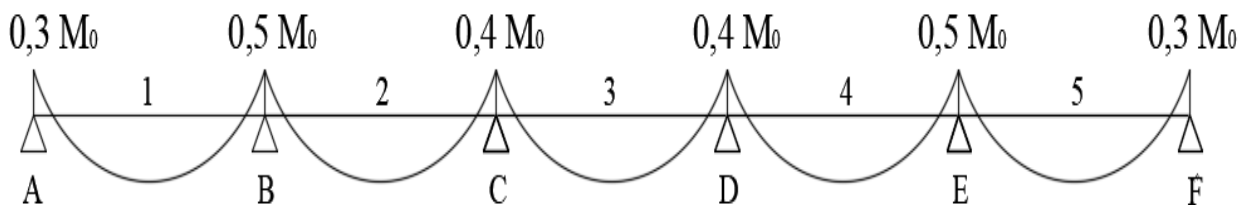


Figure. III.5. Diagramme des moments

c) Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée AB : } M_{01} = qu \frac{L_{AB}^2}{8} = \frac{8,64 \times 3^2}{8} = 9.72 \text{ KN.M}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = qu \frac{L_{BC}^2}{8} = \frac{8,64 \times 3^2}{8} = 9.72 \text{ KN.M}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = qu \frac{L_{CD}^2}{8} = \frac{8,64 \times 2.65^2}{8} = 7.584 \text{ KN.M}$$

$$\text{Travée DE : } M_{04} = qu \frac{L_{DE}^2}{8} = \frac{8,64 \times 3^2}{8} = 9.72 \text{ KN.M}$$

$$\text{Travée EF : } M_{05} = qu \frac{L_{EF}^2}{8} = \frac{8,64 \times 3^2}{8} = 9.72 \text{ KN.M}$$

d) Calcul des moments appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 9,72 = 2,916 \text{ KN.M}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \times 9,72 = 4,86 \text{ KN.M}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \times 9,72 = 3,888 \text{ KN.M}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,4 \times 9,72 = 3,888 \text{ KN.M}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,5 \times 9,72 = 4,86 \text{ KN.M}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 9,72 = 2,916 \text{ KN.M}$$

e) Moments fléchissent en travée :**✚ Etude des Travées de rive (AB , EF)**

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} \quad M_t^{AB} \geq 6,62 \text{ KN.M}$$

$$\text{Et ; } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \quad \Longrightarrow \quad 1,081 \geq 1,05 \text{ ok}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \quad M_t^{AB} \geq 6,23 \text{ KN.M}$$

En prend :

$$M_t^{AB} = 6,62 \text{ KN.M}$$

$$M_t^{AB} = M_t^{EF}$$

✚ Etude des Travées intermédiaires (BC , DE)

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2} \quad M_t^{BC} \geq 6,14 \text{ KN.M}$$

$$\text{Et ; } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \quad \Longrightarrow \quad 1,081 \geq 1,05$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \quad M_t^{BC} \geq 6,23 \text{ KN.M}$$

En prend :

$$M_t^{BC} = 6,23 \text{ KN.M}$$

$$M_t^{BC} = M_t^{DE}$$

✚ Etude des Travées intermédiaires (CD)

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2} \quad M_t^{CD} \geq 4,30 \text{ KN.M}$$

$$\text{Et ; } (1+0,3\alpha) \geq 1,05 \quad \Longrightarrow \quad 1,081 \geq 1,05$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} \quad M_t^{CD} \geq 4,86 \text{ KN.M}$$

En prend :

$$M_{tCD} = 4.86 \text{ KN.M}$$

f) Calcul des efforts tranchants à L'ELU

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

$$T_e = T_w - q_u L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-E
M_w (kn.m)	2.916	4.86	3.88	3.88	4.86
M_e (kn.m)	4.86	3.88	3.88	4.86	2.916
T_e (kn)	-13.60	-12.63	-11.45	-13.29	-12.31
T_w (kn)	12.31	13.29	11.45	12.63	13.60
M_t (kn.m)	6.63	6.23	4.86	6.23	6.63

g) Diagramme des moments fléchissent et effort tranchant à L'ELU

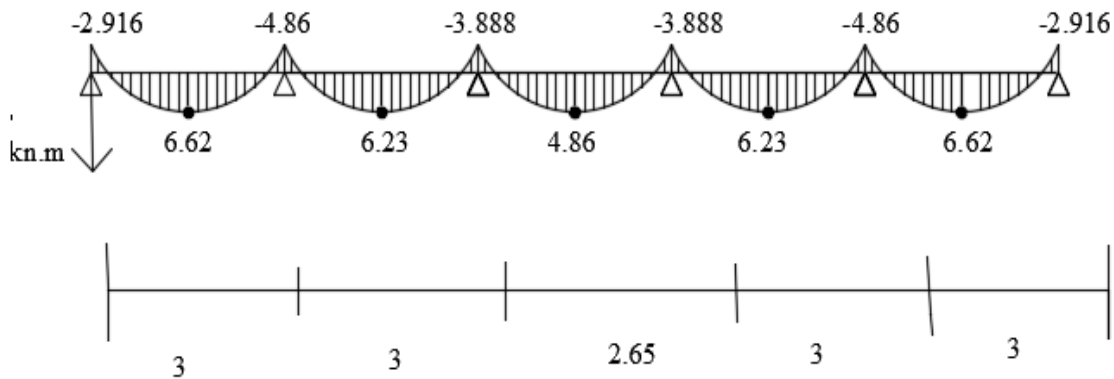


Figure III.6. Diagramme des moments fléchissent

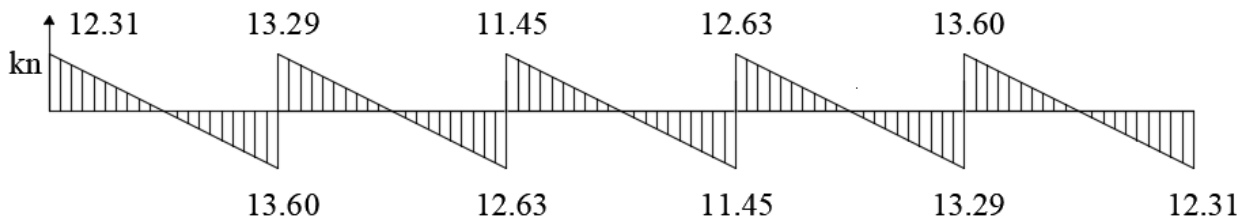


Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

h) Calcul des armatures :

• **Calcul des armatures a L'E.L.U**

Les moment max aux appui et en travée

$$M_t^{\max} = 6.62 \text{ kn.m}$$

$$M_a^{\max} = 4,86 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = 13.60 \text{ kn}$$

• **Calcul des armatures longitudinales**

✚ **En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T

Avec les caractéristiques géométriques suivent $b = 65 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$;

$$h = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = h - c = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ cm} ; F_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

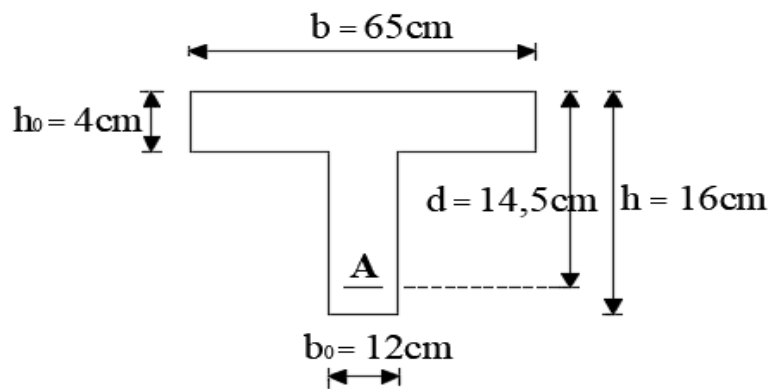


Figure III.9. Dimensions de la section en T

Si $M_t^{\max} > M_{tab}$ \longrightarrow L'axe neutre est dans la nervure

Si $M_t^{\max} < M_{tab}$ \longrightarrow L'axe neutre est dans la table de compression

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left\{ d - \frac{h_0}{2} \right\} \times f_{bu}$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0,145 - \frac{0,04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 45.04 \text{ kn.m}$$

$M_t^{\max} = 6.62 \text{ kn.m} < M_{tab} = 45.04 \text{ kn.m} \implies$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul des armatures se fera comme une section rectangulaire de $(b \times h) = (65 \times 16) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.62}{0,650 \times 0,145^2 \times 14,1710^3} = 0.034$$

$\mu = 0.034 < \mu = 0.392 \implies$ Section Simplement Armée (SSA).

$$\mu = 0.035 \implies \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta x d \times \sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_{st} = \frac{6.62 \times 10^3}{0,983 \times 14.5 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

On prend : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

✚ **Aux appuis** : le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibre supérieure pour nous calcule, on renverse la section pour avoir des moments positifs

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{M_d^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4,86 \times 10^3}{12 \times 14.5^2 \times 14,2} = 0,14$$

$\mu = 0.14 < \mu = 0.392 \Rightarrow$ Section Simplement Armée (SSA).

$$\mu = 0.14 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,924$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta x d \times \sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_{st} = \frac{4,86 \times 10^3}{0,924 \times 14.5 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

On prend : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Conclusion :

En travée : $A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $A_p = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures** : (Art. A.5.1.22. BAEL91)

$$S_t \leq \min \{ 09d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t = \min \{ 0,9 \times 14.5 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t = 13.05 \text{ cm}$$

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

- **Calcul des armatures transversales**: [BAEL91/Art A.7.2, 2] :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \Longleftrightarrow \quad A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj}) b \cdot S_t}{0.8 f_e}$$

Avec :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

• **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = \min(3.25MPa ; 5MPa)$$

$$T_u^{max} = 13.60KN$$

$$\tau_u = \frac{13.60 \times 10}{12 \times 14.5} = 0.78 Mpa$$

$$\tau_u = 0.78 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.25MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

$$A_t \geq \frac{(0.78 - 0.3 \times 1 \times 2.1)12 \times 15}{0.8 \times 400} = 0.08cm^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ϕ 8

i) Vérification à l'E.L.U

✓ **Condition de non fragilité :** (Art.A.4.2.1/BAEL99)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa.$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 14.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 cm^2$$

❖ Sur appuis :

$$A_p = 2HA10 = 1.57 cm^2 > A_{min} = 1.14cm^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$A_t = 3HA10 = 2.35 cm^2 > A_{min} = 1.14 cm^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} [Mpa]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33, 5 \} = 3.33 [Mpa]$$

$$V_u = V_u^{max} = 13.60 kn$$

$$\tau_u = \tau_u = \frac{13.60 \times 10^3}{120 \times 145} = 0,78 Mpa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

(Art.A.6.1.3/BAEL91)

il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 Mpa$

ψ : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{\max} = 13.60 \text{ kn}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma u_i}$$

Avec : ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres ;

i : nombre des barres.

✚ En travée :

$$\Sigma U_i = 2 \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.60 \times 10^3}{0,9 \times 145 \times 62.8} = 1.65 \text{ Mpa}$$

: $\tau_{se} = 1.65 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

✚ Aux appuis :

$$\Sigma U_i = 3 \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.60 \times 10^3}{0,9 \times 145 \times 94.2} = 1.10 \text{ Mpa}$$

: $\tau_{se} = 1.10 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

1. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{tel que } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

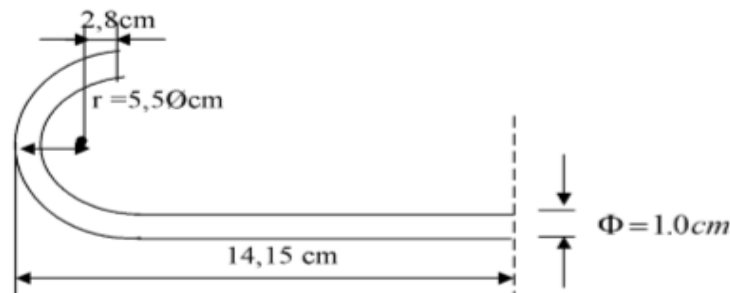
$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm.}$$

On adoptera des crochets a 45° avec une longueur $L_c = 0.4L_s$ pour aciers H.A

Donc :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.15$$

$$L_c = 14.15 \text{ cm}$$



2. **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)

Appuis de rive :

$$\frac{2 v_u}{0,9 \times d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 13,60 \times 10^3}{0,9 \times 14,5 \times 120} = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

1,19 MPa < 13,33 MPacondition vérifiée.

3. **Appuis intermédiaires :**(art.A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des

armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $Q + \frac{M_{max}}{0,9d}$

$$0,9 \times d \times V_u = 0,9 \times 0,145 \times 13,60 = 1,77 \text{ KN.m}$$

- $M_u = 3,91 > 1,77$
- Les armatures calculées sont suffisantes.

4. **Section minimale d'armatures inferieures sur appui :** (art. A5.1. 313.BAEL 91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \times 11,20 = 0,0322 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,5 \text{ cm}^2 > 0,032 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

5. **Contrainte minimale de compression sur appui :** (A .5.1. 322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{v_u}{0,9 \times d} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{11,20 \times 10^3}{0,9 \times 14,5 \times 120} = 0,71 \text{ MPa} \quad \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

0,71 MPa < 21,66 MPaCondition vérifiée.

j) **Calcul à l'ELS :**

❖ **Combinaison de charge :**

à l'ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = [5,68 + 1] \cdot 0,65 = 4,34 \text{ [KN/ml]}$$

$$q_s = 4,34 \text{ [kn ml]}$$

1. **Les efforts internes à l'ELS :** (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{On a } q_u = 6.95 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.34}{8.64} = 0.50$$

2. Calcul des moments fléchissant

○ Les moments aux appuis

$$M_1 = -2,916 \times 0.50 = -1,46 \text{ KN.M}$$

$$M_2 = -4.86 \times 0.50 = -2,43 \text{ KN.M}$$

$$M_3 = -3,888 \times 0.50 = -1.94 \text{ KN.M}$$

$$M_4 = -3,888 \times 0.50 = -1.46 \text{ KN.M}$$

$$M_5 = -4.86 \times 0.50 = -2.43 \text{ KN.M}$$

$$M_6 = -2,916 \times 0.50 = -1,94 \text{ KN.M}$$

○ Les moments en travées

$$M_{t1} = 6.62 \times 0.50 = 3.31 \text{ KN.M}$$

$$M_{t2} = 6.23 \times 0.50 = 3.12 \text{ KN.M}$$

$$M_{t3} = 4.86 \times 0.50 = 2.43 \text{ KN.M}$$

$$M_{t4} = 6.23 \times 0.50 = 3.12 \text{ KN.M}$$

$$M_{t5} = 6.62 \times 0.50 = 3.31 \text{ KN.M}$$

L) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

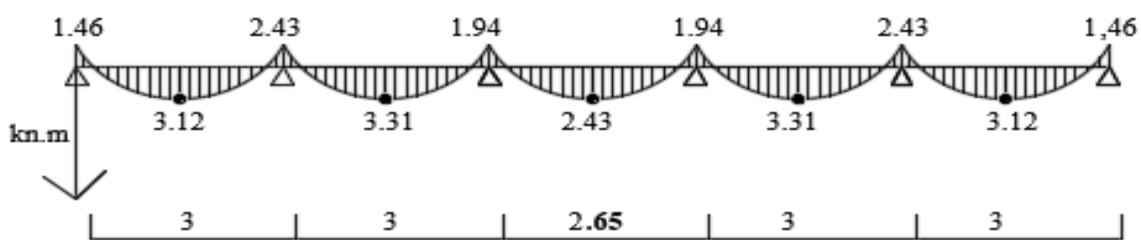


Figure III.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

3. Conclusion :

$$M_t^{\max} = 3.31 \text{ KN.M}$$

$$M_a^{\max} = 2.43 \text{ KN.M}$$

III.1.3. Vérification à l'ELS :

* État limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer.

* Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✚ Aux appuis :

Contraintes dans le béton

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 14.5} = 0.90$$

$$\rho_1 = 0.90 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.866, K_1 = 22.31 \}$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{2,43 \times 10^3}{0,866 \times 14,5 \times 1,57} = 123,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{123,25}{25,32} = 4,87 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 123,25 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ En Travée :

Contraintes dans le béton

$$\rho_1 = \frac{100 x A_s}{b x d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 14,5} = 1,35$$

$$\rho_1 = 1,35 \rightarrow \{ \beta_1 = 0,845, K_1 = 17,26 \}$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{2,43 \times 10^3}{0,845 \times 14,5 \times 2,35} = 84,39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{84,39}{17,26} = 4,88 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 84,39 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

*** Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad h : \text{ hauteur de la section est égale à } 20 \text{ cm.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{st}}{15 x M_0} \quad L : \text{ portée libre est égale à } 390 \text{ cm.}$$

$$\rho_0 = \frac{1}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{300} = 0,053$$

$$\text{flèche} \quad \frac{1}{16} = 0,0625$$



..... Condition non vérifiée on doit calculer la

✱ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S.L^2}{10.Ev.I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3000}{500} = 6\text{mm}$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ Mpa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1xI_0}{1+\mu x\lambda v}$$

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

a. Aire de la section homogénéisée

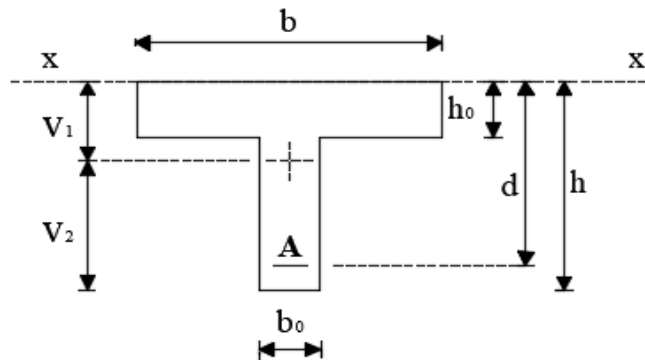


Figure. III.10. Section de la poutrelle.

$$B_0 = B + n A =$$

$$(b_0 \times h + (b - b_0) h_0) + 15A_s$$

$$B_0 = (12 \times 16 + (65 - 12) \cdot 4) + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 439.25 \text{ cm}^2$$

b. Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b_0 - b_0)x \frac{h^2}{2} + 15x A_t x d \quad 212 \cdot 11.83 \cdot 21807.3 = 10304450.47$$

$$S /_{xx} = 12 \times 16 \frac{16}{2} + (65 - 12)x \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,5 \times 14.5 = 2301.475$$

$$V_1 = \frac{S / xx}{B_0} = \frac{2301.475}{439.25} = 5.24 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 10.76 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (5.24^3 + 10.76^3) + (65 - 12) \times 4 \left(\frac{4^2}{12} + \left(5.24 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) 15 \times 1.57 \times (10.76 - 1.5)^2$$

$$I_0 = 5070022.6 \text{ cm}^4$$

c. Calcul des coefficients (λ, μ, I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 14.5} = 0.009$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 25}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.009} = 21.75$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right] = \max \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.009 \times 84.39 + 2.1} \right]$$

$$\mu = \max = \{0.72, 0\} = 0.72$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 5070022.6}{1 + 21.75 \times 0.72} = 334755.39 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

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

$$f = \frac{3.31 \times 10^6 \times 3000^2}{10 \times 10819 \times 334755.39} = 0.00107 \text{ m}$$

$$f = 0.08 \text{ mm} < \bar{f} = 6 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

❖ En appuis :

$$A_p = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ En travée :

$$A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

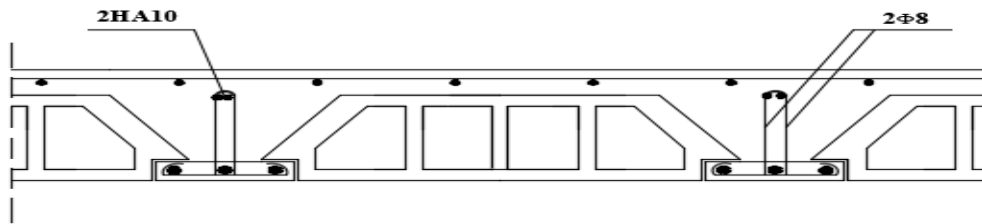


Figure. III.11. Ferrailage des poutrelles en appuis

En travée :

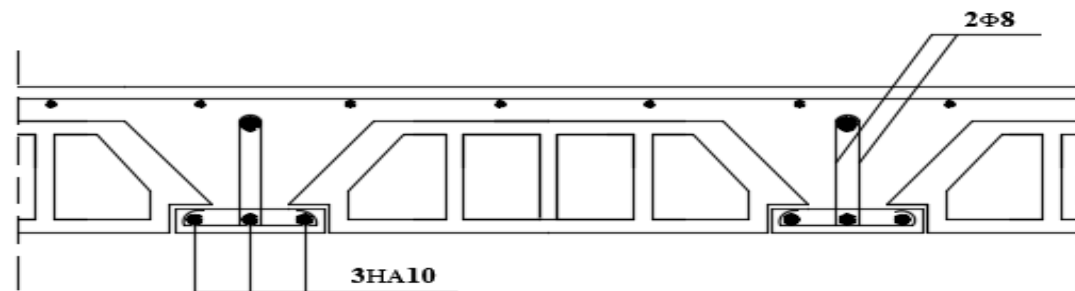


Figure. III.12. Ferrailage des poutrelles en travées

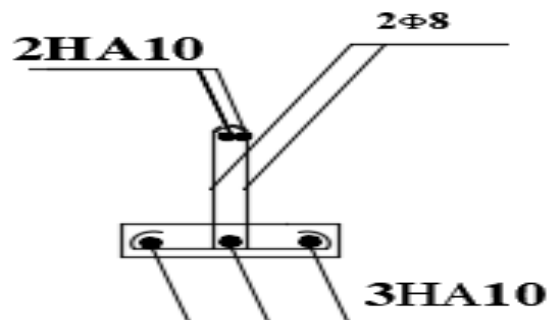


Figure. III.13. Ferrailage des poutrelles

III.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé ceinturant le dernier niveau (plancher terrasse)

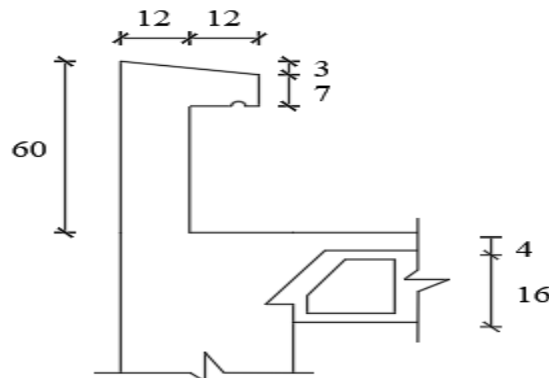


Figure III.2.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

a) Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.6 \times 0.12) + (0.12 \times 0.07) + (0.12 \times 0.03)/2] \times 25$
 $G = 2.055 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b) Calcul des sollicitations à la base pour une bande unitaire:

L'effort normal à la base dû au poids propre (G) : $N = G \times 1\text{m} = 2.055 \text{ KN}$.

L'effort tranchant dû à la surcharge (Q) : $T = Q = 1 \text{ KN}$.

Le moment de flexion dû à (G) : $M = 0$

Le moment fléchissant dû à Q : $M = Q \times H = 0.6 \text{ KN.m}$ avec : $H = 0.6\text{m}$.

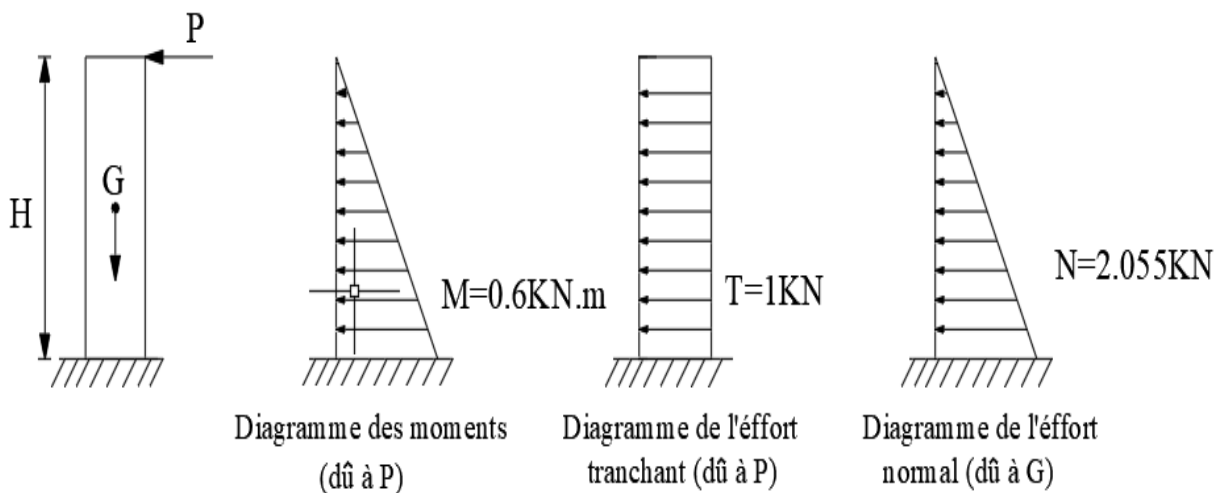


Figure III.2.2 : Diagramme des efforts internes

Combinaison des charges :

ELU : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35.N = 1.35 \times 2.505 = 2.774 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5.M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_s = 2.505 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 1 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de l'acrotère :

• **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

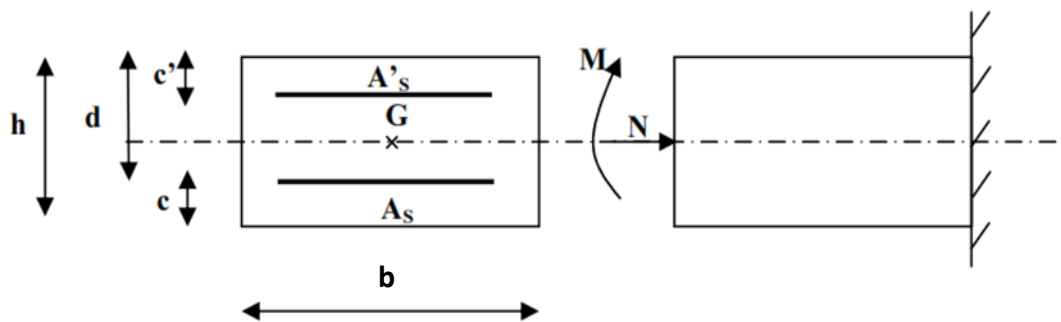


Figure III.2.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$h=10 \text{ cm} ; c=2\text{cm} ; d = h - c = 8 \text{ cm.}$$

Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.774} = 0.32 \text{ m} = 32\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

$E_u=32\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm} \implies$ le centre de pression (point d'application de l'effort normal)

se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. D'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment M_f à la flexion composée.



Figure III.2.4: position du centre de pression

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.774 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.98 \text{ KN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.98 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0108$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.0108 \implies \beta = 0.994 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.98 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 35.41 \text{ mm}^2 = 0.35 \text{ cm}^2 = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section des armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_t = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.774 \times 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Soit: 4 HA6 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$
donc : $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{sadop}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4HA6 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

4HA6 avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm/ml}$

d) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**(BAEL99 /Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_s et N_s)

Il faut vérifier que $A_t \geq A_{min}$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1MPa$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{2.055} = 0.29m = 29cm$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{29 - 0.445 \times 8}{29 - 0.185 \times 8} \right] = 0.89cm^2$$

Donc : $A_t = 1.13cm^2 > A_{min} = 0.89cm^2$ condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement :**(BAEL99/Art 5.1, 211)

➔ Contrainte tangentielle conventionnelle ultime τ_u

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019MPa$$

$$v_u \text{ Effort tranchant à l'ELU : } Vu=1.5 \quad Q=1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

b : Largeur minimal de la section (b=100cm)

d : Hauteur utile (d=8cm)

➔ Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau}_u$

Pour la fissuration préjudiciable nous avons

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right] = \min[2.5MPa ; 4MPa] = 2.5MPa$$

$\tau_u = 0.019 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$ Condition vérifiée

- **Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL99/ Art A 6.1, 3) :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

$\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 75.4} = 0.276MPa$$

$$\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 0.6 \times 3.14 = 7.54 \text{ cm}$$

$\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.276 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrages des barres verticales :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « l_s »

$$l_s = \frac{\phi_e f_e}{4 \overline{\tau_s}} = \frac{0.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

$\overline{\tau_s}$: contrainte d'adhérence

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier haute adhérence)}$$

On adopter $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des espacements des barres :** (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

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

Nous avons adopté $St = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

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

Nous avons adopté $St = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

e) Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 2.055 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{2.055} = 0.29 \text{ m} = 29 \text{ cm}$$

$$e_s = 29 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \implies \text{ donc la section est partiellement comprimée}$$

➤ **Étape fictive :**

$$M_{fs} = N_s (e_s + (\frac{h}{2} - c)) = 2.055 (0.29 + (\frac{0.10}{2} - 0.02)) = 0.66 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15(\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}})} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\eta = 1.6$ pour les HA si $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15(15 + 201.63)} = 0.527$$

$$\bar{\mu}_s = 0.01622$$

$$\bar{M}_{fs} = \bar{\mu}_s \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st} = (0.01622 \times 1000 \times 80^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 20.93 \text{ KN.m}$$

$\bar{M}_{fs} = 20.93 \text{ KN.m} > M_{fs} = 0.66 \text{ KN.m}$ la section est simplement armée

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c)\sigma_{st}} = \frac{0.66 \times 10^3}{(8-2) \times 201.63} = 0.55 \text{ cm}^2$$

- Armature réelle en flexion composé :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.55 - \frac{2.055 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.44 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adop}} =$$

1.13 cm².....condition vérifiée

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers** (Art A-4.5.3.2/BAEL 91) :

Il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu

$$\varphi_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 8} = 0.141$$

$$\varphi_1 = 0.141 \quad \text{Donc} \quad \beta_1 = 0.938 \quad \text{et} \quad k = 65.64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{d A_s \beta_1} = \frac{0.60 \times 10^6}{80 \times 1.13 \times 10^2 \times 0.938} = 70.76 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \sigma_{st} = 70.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s =$$

201.63 MPa.....Condition vérifiée

➤ **Vérification des contraintes dans le béton** (Art A-4.5.2/BAEL 91) :

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

σ_{bc} : contrainte dans le béton comprime

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite dans le béton comprime

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 70.76 / 65.64 = 1.08 \text{ MPa} \implies \sigma_{bc} = 1.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme** (Art 6.2.3/RPA99) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times W_p < Q$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone

dans notre cas : Zone IIa

Groupe d'usage 2

} A=0.15 (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

- C_p : Facteur de force horizontal variant entre (0.3 et 0.8)

L'acrotère est un élément en console donc ($C_p = 0.8$)

- W_p : Poids de l'acrotère = 2.055 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.055 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

$F_p = 0.98 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Remarque : Notre ferrailage est calculé à L'ELU et vérifié à L'ELS

Conclusion : Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage adopté est le suivant

- Armature principale : **4HA6=1.13 cm² S_t = 25cm**
- Armature de répartition : **4HA6=1.13cm² S_t = 20cm**

III.2.6: ferrailage de l'acrotère

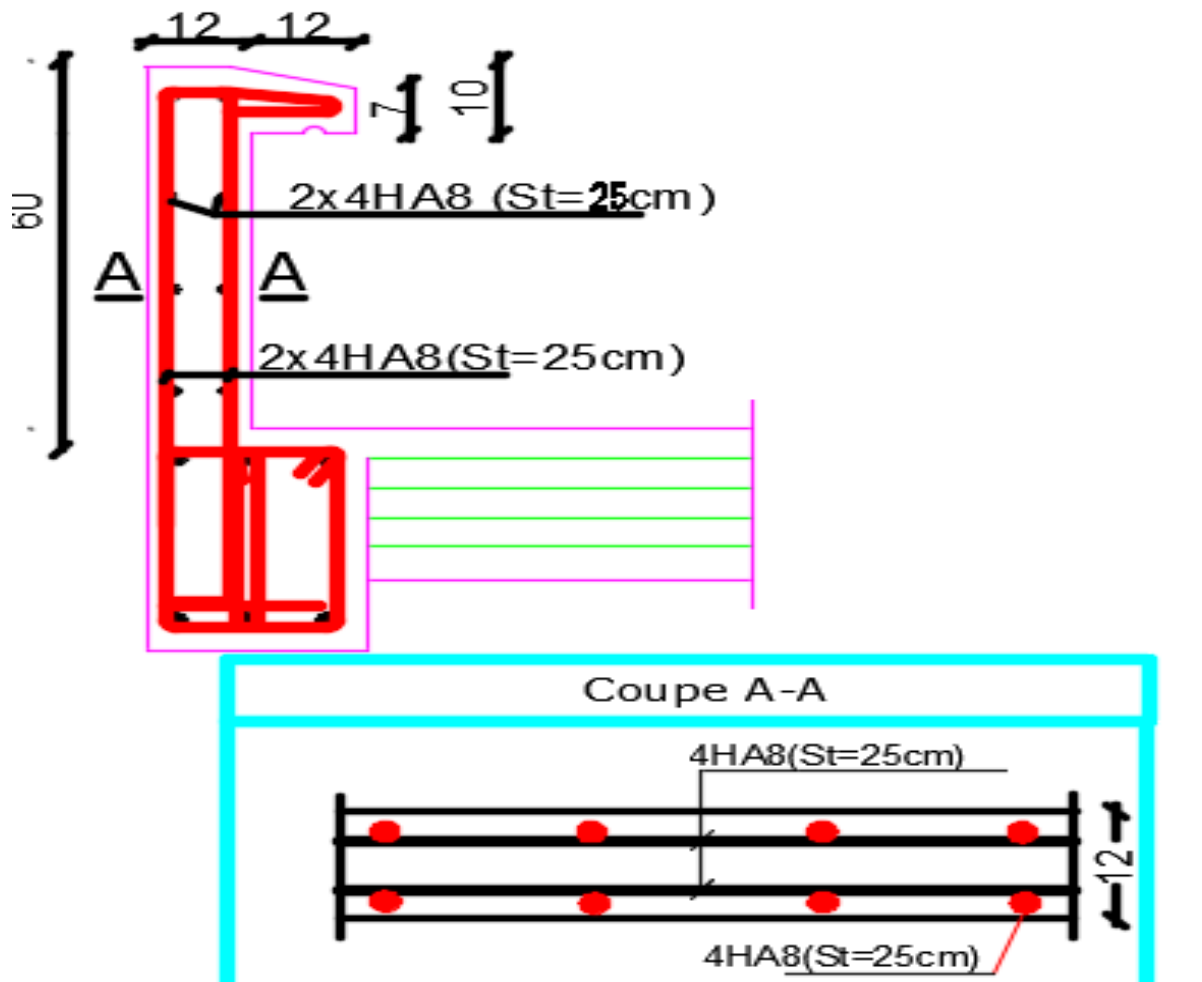


Figure III.2.6: ferrailage de l'acrotère

III.3. Calcul des consoles:

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles. Le premier type est en corps creux (12+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine. Son est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée surplace.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

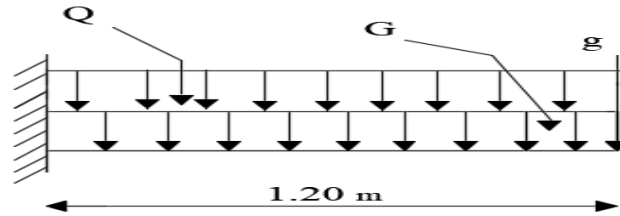


Figure III.1: Schéma statique de la console

G: Charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q: Surcharge d’exploitation verticale revenant à la console.

g: Charge verticale concentrée due à l’effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d’épaisseur

III.3.1: Dimensionnement de la console:

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit:

$$E_p = \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{Avec L: largeur du la console}$$

On prend $E_p = 15 \text{ cm}$

III.3.2: Détermination des charges et surcharges de la console.

- Charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes(KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle plain (ep= 0.15cm)		25×0.15	3.75
Revêtement	Carrelage	22×0.02	0.44
	Mortier de pose	22×0.02	0.44
	Couche de sable	18×0.02	0.36
	Enduit de ciment	18×0.02	0.36
G Totale		= 5.35 (KN/m²)	

Tableau.III.1: Charges permanentes de la console.

- **Charge concentrée (poids propre du garde cors)**

Eléments	Charges permanentes(KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique (ep=0.1m)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment (ep=2 cm)	18×0.02×2	0.72
G Totale		1.62

Tableau.III.2: Charges Concentrée due au poids propre du garde cors

- **Surcharge d'exploitation** : D'après le DTR :

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml.}$$

III.3.3: Combinaisons de charges:

✓ A l'ELU:

- La dalle : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml.}$

- Le garde-cors : $g_u = (1.35 \times g) \times 1\text{m} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ Kn}$

✓ A l'ELS:

- La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.35 + 3.5) = 8.85 \text{ KN/ml.}$

- Le garde-cors : $g_s = g_s \times 1\text{m} = 1.62 \text{ Kn}$

III.3.4 : Calcul des moments fléchissent :

✚ A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12.47 \times 1.2^2}{2} + 2.187 \times 1.2 = 11.60 \text{ kn.m}$$

✚ A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{8.85 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 8.32 \text{ kn.m}$$

III.3.5 : Ferrailage a l'ELU:

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

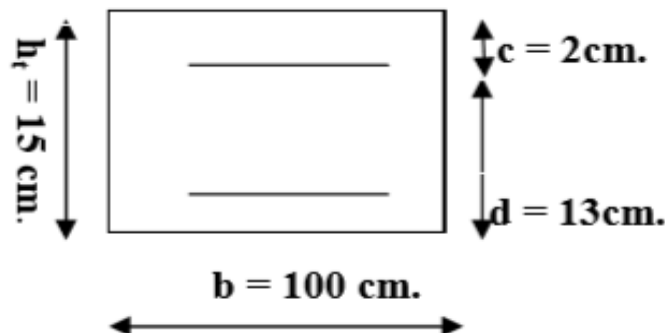


Figure III.2: : Schéma géométrique de la console

❖ **Armatures principales:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu = \frac{12.47 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.04 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \rightarrow A_t = \frac{12.47 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : On prendra **5HA10 = 3.92 cm²** Avec : **s_t = 20 cm**

❖ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **3HA8 = 1.50 cm²** Avec : **s_t = 20cm**

III.3.6 : Vérification à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1, BAEL 91) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \rightarrow 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 3.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

❖ **Vérification à l'entraînement des barres :** (BAEL 91 modifié 99 /ArtA.6.1,3):

$$\tau_u = \frac{V_U}{0.9 \times d \sum U_i} \text{ Avec: } \sum U_i \text{ : Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$V_U = q_u \times l + g_u$$

$$V_U = 12.47 \times 1.2 + 2.187 = 17.15 \text{ kn}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ Pour les barre haute adhérence (HA)}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \tau_u = \frac{17.15 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 0.93 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 0.93 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} < \overline{\tau_u} \quad \text{Avec : } V_U = 17.15 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{17.15}{1 \times 0.13} = 131.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\tau_U} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ Mpa} \} = 2.5 \text{ Mpa (pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\tau_U} = 2.5 \text{ Mpa} \\ \tau_U = 0.131 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_U < \overline{\tau_U} \dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les armatures transversales non sans pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'espacement des barres : (ArtA.8.2,42/BAEL91modifié99)**

✓ **Armatures principales:**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

✓ **Armatures de répartition**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

III.3.7: Vérification à l'ELS:

Il faut vérifier les conditions suivantes :

1. La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable Donc :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 262.6 ; 201.63 \}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.30$$

$$\rho_1 = 0.3 \quad \beta = 0.914 \quad k_1 = 42.47$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{8.85 \times 10^3}{0.914 \times 13 \times 3.92} = 190 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 190 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

2. La contrainte dans le béton $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \sigma_b = \frac{190}{42.47} = 4.47 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$\sigma_b = 4.47 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

3. Longueur de scellement :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)

Longueur de scellement droit est donner par :

$$l_s = \frac{\phi x f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm. Soit } l_s = 40 \text{ cm}$$

$$L_r = 0.4 L_s$$

Donc :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

$$L_r = 16 \text{ cm}$$

4. Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_s L^2}{10. E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{120}{500} = 0.24 \text{ cm}$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ Mpa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 x I_0}{1 + \mu x \lambda_v}$$

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

$$B_0 = B + n A =$$

$$b \times h + 15 A_s$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 3.92 = 1558.8$$

$$B_0 = 1558.8 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b \times h \times \frac{h}{2} + 15 \times A \times d = 100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 3.92 \times 13 = 12014.4 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad y_1 = \frac{12014.4}{1558.8} = 7.70 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2 = 29903.7 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 x f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 25}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.003} = 33.33$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 x f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right] = \max \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.009 \times 190 + 2.1} = -2.68 \right]$$

$$\mu = \max = \{0.23, 0\} = 0.23$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 29903.7}{1 + 33.33 \times -2.68} = 32894.07 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

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

$$f = \frac{3.92 \times 10^6 \times 120^2}{10 \times 10819 \times 3289407000} = -0,000159$$

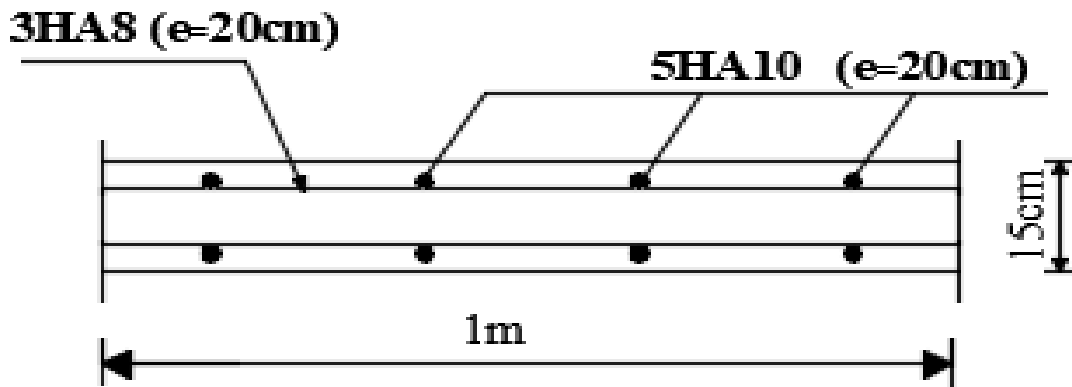
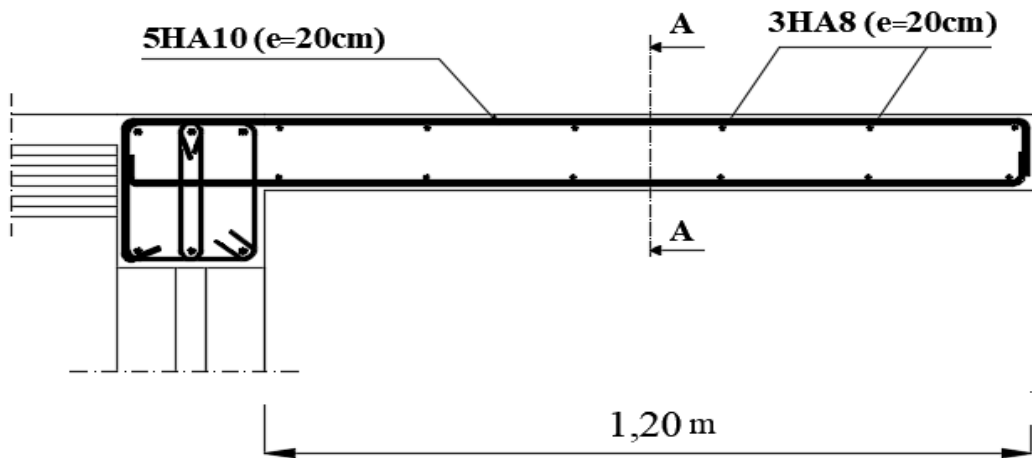
$f = -0.16\text{cm} < \bar{f} = 0.24\text{cm}$ Condition vérifiée.

Résultats:

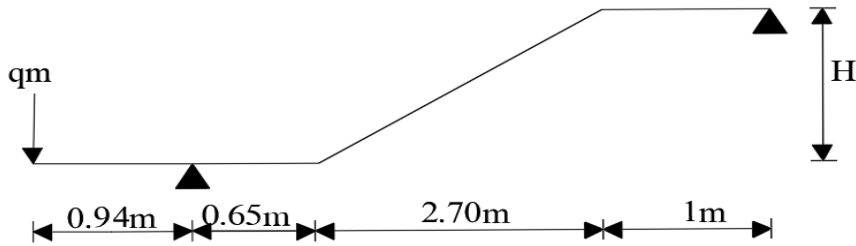
Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant:

Armatures principales: 5HA10 = 4.71cm² avec un espacement de 20cm.

Armatures de répartition: 3HA8 = 3.01cm² avec un espacement de 20cm.



Coupe A-A

III.4 Escalier :**III.4.1. Pré dimensionnement :****a) Schémas statique :**

- Hauteur de marche : 17 cm

- Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{17} = \frac{170}{10} = 10$ contre marches

- Nombre de marches : $m = (n-1) = (10-1) = 9$ marches

- le giron : $g = \frac{L_1}{m} = \frac{270}{9} = 30\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{ cm.}$

b) Vérification de la loi de BLANDEL

$$59\text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Dimensionnement de la paillasse :

La longueur de la paillasse est :

$$L_0 = L + L_p = 65 + 270 + 100 = 435\text{cm}$$

$$\frac{435}{30} \leq ep \leq \frac{435}{20} \Rightarrow 14.5\text{cm.} \leq ep \leq 21.75\text{cm.}$$

On opte pour une épaisseur de **ep = 15 cm** pour la paillasse et le palier.

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

a) Charges permanentes :

a).1. Palier :

Eléments	Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	Charges [KN /ml]
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
palier	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.015	22	0.33
Σ			G_T =5.28KN/ml

a).2.paillasse :

Eléments	Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	Charges [KN /ml]
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	17/2=0.085	25	2.125
paillasse	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.015	22	0.33
Σ			G_T =8.09KN/ml

b) Charges d'exploitations:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation Q=2.5KN/m²

Charge de mur extérieur : F=G (H- e) ×1m=2.44 (1.70-0.15)=3.78KN/ml

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

c) Combinaison de charges:

à L'ELU :

Palier : q_{1u} = (1.35× G +1.5Q) × 1 = (1.35×5.28+1.5×2.5) × 1 =10.88 KN/ml.

Volée : q_{2u} = (1.35×Q) × 1 = (1.35× 8.09 +1.5×2.5) × 1 = 14.67KN/ml

$q_{mu} = 1.35q = 1.35 \times 3.78 = 5.10 \text{ KN/ml}$.

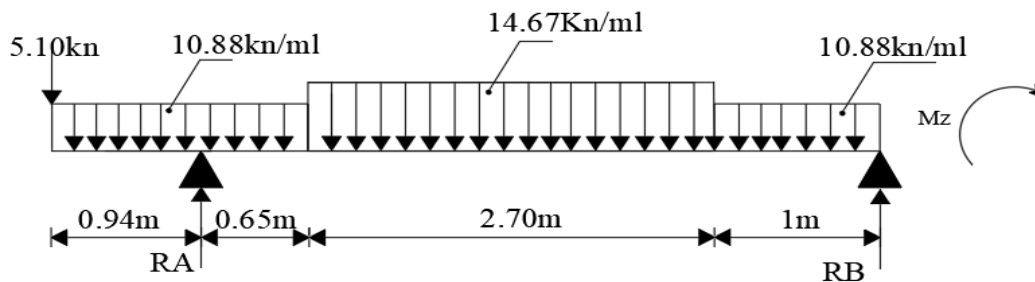
Volée : $q_{2s} = G + Q = 8.09 + 2.5 = 10.59 \text{ KN/ml}$.

$q_{ms} = 7.78 \text{ KN/ml}$

à L'ELS :

Palier : $q_{1s} = G + Q = 5.28 + 2.5 = 7.78 \text{ KN/ml}$.

III.4.3. Calcul des efforts internes à l'ELU :



❖ Les réactions d'appuis

$$\sum M/A=0 \iff -5.10 \times 0.94 - 10.88 \times \frac{0.94^2}{2} + 10.88 \times \frac{0.65^2}{2} + 14.67 \times 2.70 \left(\frac{2.70}{2} + 0.65 \right) + 10.88 \times 1 \times (0.5 + 2.70 + 0.65) - 4.35 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{113.80}{4.35} = 26.16 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \iff -5.10 \times 5.29 - 10.88 \times 0.94 \times 4.82 + 4.35 R_A - 10.88 \times 0.65 \times 4.025 - 14.67 \times 2.70 \times 2.35 - 10.88 \times 1 \times 0.5 = 0$$

$$R_A = \frac{203.31}{4.35} = 46.74 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

$$\sum F/y=0 \iff R_A + R_B = q_{mu} + 1.59q_{1u} + 2.70q_{2u} + 1q_{1u}$$

$$R_A + R_B = 5.10 + 1.59 \times 10.88 + 2.70 \times 14.67 + 1 \times 10.88 = 72.9 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 72.9 \text{ KN} \iff 46.74 + 26.16 = 72.9 \longrightarrow \text{ok.}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1er tronçon : $0 \leq x \leq 0.94\text{m}$

$$\sum F/y=0 \iff T(x) + 5.10 + 10.88x = 0$$

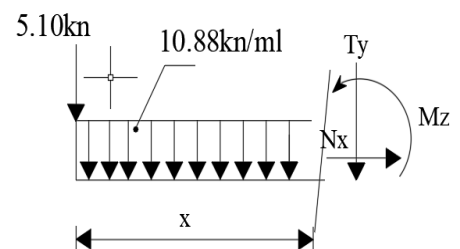
$$T(x) = -10.88x - 5.10$$

$$T(0) = -5.10 \text{ KN}$$

$$T(0.94) = -15.33 \text{ KN}$$

$$\sum M/G=0 \iff M_z(x) + 5.10x + 10.88 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -5.44x^2 - 5.10x$$



$M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$M(0.94) = -9.60 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $0.94 \text{ m} \leq x \leq 1.59 \text{ m}$

$\sum F/y=0 \iff T(x) + 5.10 + 10.88 \times 0.94 + 10.88(x-0.94) - 46.74 = 0$

$T(x) = -10.88x + 41.64$

$T(0.94) = 31.42 \text{ KN}$

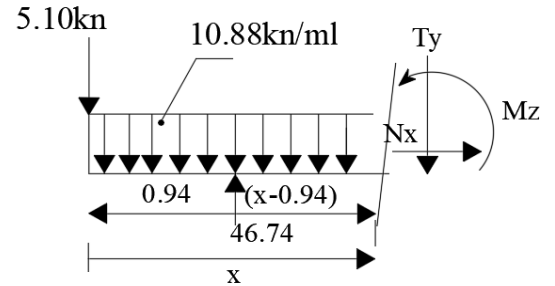
$T(1.59) = 24.35 \text{ KN}$

$\sum M/G=0 \iff M_z(x) + 5.10x + 10.88 \times 0.94(x-0.47) + 10.88 \times \frac{(x-0.94)^2}{2} - 46.74(x-0.94) = 0$

$M_z(x) = -5.44(x-0.94)^2 + 31.41x - 39.13$

$M(0.94) = -9.60 \text{ KN.m}$

$M(1.59) = 8.51 \text{ KN.m}$



3^{ème} tronçon : $1.59 \text{ m} \leq x \leq 4.29 \text{ m}$

$\sum F/y=0 \iff T(x) + 5.10 + 10.88 \times 1.59 + 14.67 \times (x-1.59) - 46.74 = 0$

$T(x) = -14.67x + 47.67$

$T(1.59) = 24.39 \text{ KN}$

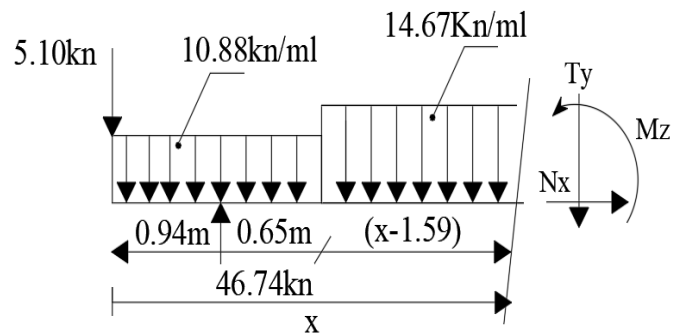
$T(4.29) = -15.26 \text{ KN}$

$\sum M/G=0 \iff M_z(x) + 5.10x + 10.88 \times 1.59(x-0.795) + 14.67 \times \frac{(x-1.59)^2}{2} - 46.74(x-0.94) = 0$

$M_z(x) = -7.34(x-1.59)^2 + 24.34x - 30.19$

$M(1.59) = 8.71 \text{ KN.m}$

$M(4.29) = 20.72 \text{ KN.m}$

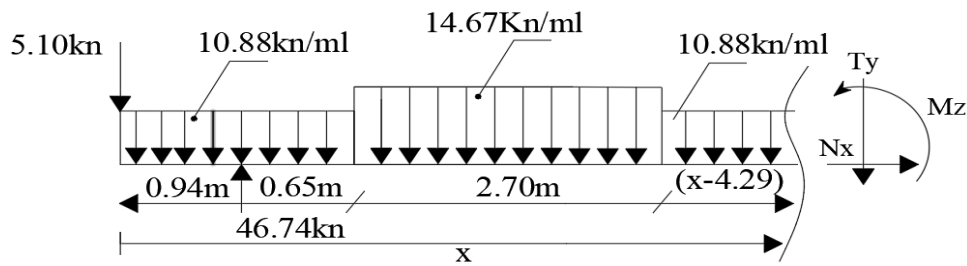


Le moment max à l'état limite ultime :

$T(x) = -14.67x + 47.67 \implies x = 3.25 \text{ m}$

$M_z^{\text{max}} = M_z(3.25 \text{ m}) = -7.34(3.25-1.59)^2 + 24.34 \times 3.25 - 30.19 = 28.69 \text{ KN.m}$

4^{ème} tronçon : $4.29\text{m} \leq x \leq 5.29\text{m}$



$$\sum F/y=0 \iff T(x)+5.10+10.88 \times 1.59+14.67 \times 2.70+10.88(x-4.29)-46.74=0$$

$$T(x)=-10.88x+31.40$$

$$T(4.29)=-15.28\text{KN}$$

$$T(5.29)=-26.16\text{KN}$$

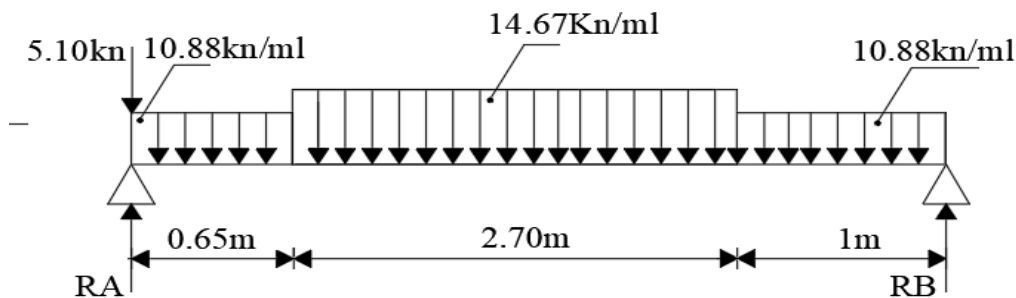
$$\sum M/G=0 \iff M_z(x)+5.10x+10.88 \times 1.59(x-0.795)+14.67 \times 2.70(x-2.94)+10.88 \frac{(x-4.29)^2}{2}-46.74(x-0.94)=0$$

$$M_z(x)=-5.44(x-4.29)^2-15.27x+86.26$$

$$M(4.29)=20.75\text{KN.m}$$

$$M(5.29)=0\text{KN.m}$$

III.4.4. Calcul de moment isostatique à l'ELU :



➤ Les réactions d'appuis :

$$\sum M/A=0 \iff 10.88 \times \frac{0.65^2}{2}+14.67 \times 2.70 \times 2+10.88 \times 1 \times 3.85-4.35 RB=0$$

$$RB=\frac{123.4}{4.35}=28.37\text{KN}$$

$$\sum M/B=0 \iff -10.88 \times 0.65 \times 4.025-14.67 \times 2.70 \times 2.35-10.88 \frac{1^2}{2}+4.35RA=0$$

$$RA=\frac{126.99}{4.35}=29.19\text{KN}$$

Vérification :

$$\sum F/y=0 \iff RA+RB=1.56q_1u+2.44q_2u+0.9q_1u$$

$$RA+RB=10.88 \times 0.65+14.67 \times 2.70+10.88 \times 1=57.56\text{KN}$$

$$RA+RB=57.56\text{KN} \iff 29.19+28.37=57.56\text{KN} \quad \text{ok}$$

➤ Calcul le moment max isostatique :

Tronçon : $0.65m \leq x \leq 3.35m$.

$$\sum F/y=0 \iff T(x)+10.88 \times 0.65 + 14.67 \times (x - 0.65) - 29.19 = 0$$

$$T(x) = -14.67(x) + 31.66$$

$$T(0.65m) = 22.12 \text{KN}$$

$$T(3.35m) = -17.48 \text{KN}$$

$$\sum M/G=0 \iff M_z(x) - 29.19x + 10.88 \times 0.65(x - 0.325) + 14.67 \frac{(x - 0.65)^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -7.34(x - 0.65)^2 + 22.12x + 2.30$$

$$M(0.65m) = 16.68 \text{KN.m}$$

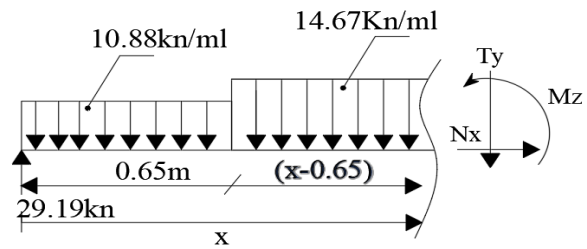
$$M(3.35m) = 22.89 \text{KN.m}$$

$$T(x) = -14.67x + 31.66 \longrightarrow x = 2.16m$$

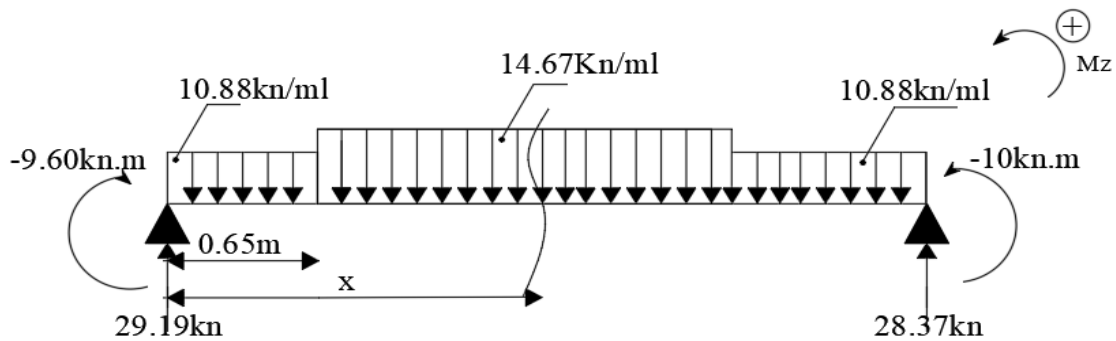
$$M_0(x) = M_z(2.16) = -7.34(2.16 - 0.65)^2 + 22.12(2.16) + 2.3 = 33.34 \text{KN.m}$$

Le moment réel en appui B est égal à (-0.3) du moment isostatique.

$$M_B = -0.3M_0(x) = -0.3 \times 33.34 = -10 \text{KN.m}$$



➤ Le moment réel max en travée :



Tronçon : $0.65m \leq x \leq 3.35m$.

$$T(x) + 10.88 \times 0.65 + 14.67 \times (x - 0.65) - 29.19 = 0$$

$$T(x) = -14.67(x) + 31.66$$

$$T(0.65m) = 22.12 \text{KN}$$

$$T(3.35m) = -17.48 \text{KN}$$

$$M_z(x) - 29.19x + 10.88 \times 0.65(x - 0.325) + 14.67 \frac{(x - 0.65)^2}{2} + 9.60 = 0$$

$$M_z(x) = -7.34(x - 0.65)^2 + 22.12x - 7.30$$

$$M(0.65m) = 7.08 \text{KN.m}$$

$$M(3.35m) = 13.29 \text{KN.m}$$

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T(x) = -14.67(x) + 31.66 + \frac{(-10) - (-9.60)}{4.35} = -14.67x + 31.66 - 0.09$$

$$T(x) = -14.67x + 31.57 = 0 \longrightarrow x = 2.15\text{m}$$

$$M_{(x)}^{\text{tmax}} = \mu(x) + M_A \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_B \left(\frac{x}{L}\right)$$

Pour $x=2.15\text{m}$:

$$M_{(2.15\text{m})}^{\text{tmax}} = \mu(2.15) + M_A \left(1 - \frac{2.15}{L}\right) + M_B \left(\frac{2.15}{L}\right)$$

$$M_{(2.15\text{m})}^{\text{tmax}} = -7.34(2.15 - 0.65)^2 + 22.12(2.15) + 2.3 - 9.60 \left(1 - \frac{2.15}{4.35}\right) - 10 \left(\frac{2.15}{4.35}\right)$$

$$M_{(2.15\text{m})}^{\text{tmax}} = 33.34 - 4.86 - 4.94 = 23.54\text{KN.m}$$

Pour $x=3.35\text{m}$:

$$M_{(3.35\text{m})}^{\text{t}} = \mu(3.35) + M_A \left(1 - \frac{3.35}{L}\right) + M_B \left(\frac{3.35}{L}\right)$$

$$M_{(3.35\text{m})}^{\text{t}} = -7.34(3.35 - 0.65)^2 + 22.12(3.35) + 2.3 - 9.60 \left(1 - \frac{3.35}{4.35}\right) - 10 \left(\frac{3.35}{4.35}\right)$$

$$M_{(3.35\text{m})}^{\text{t}} = 22.89 - 2.21 - 7.70 = 12.98\text{KN.m}$$

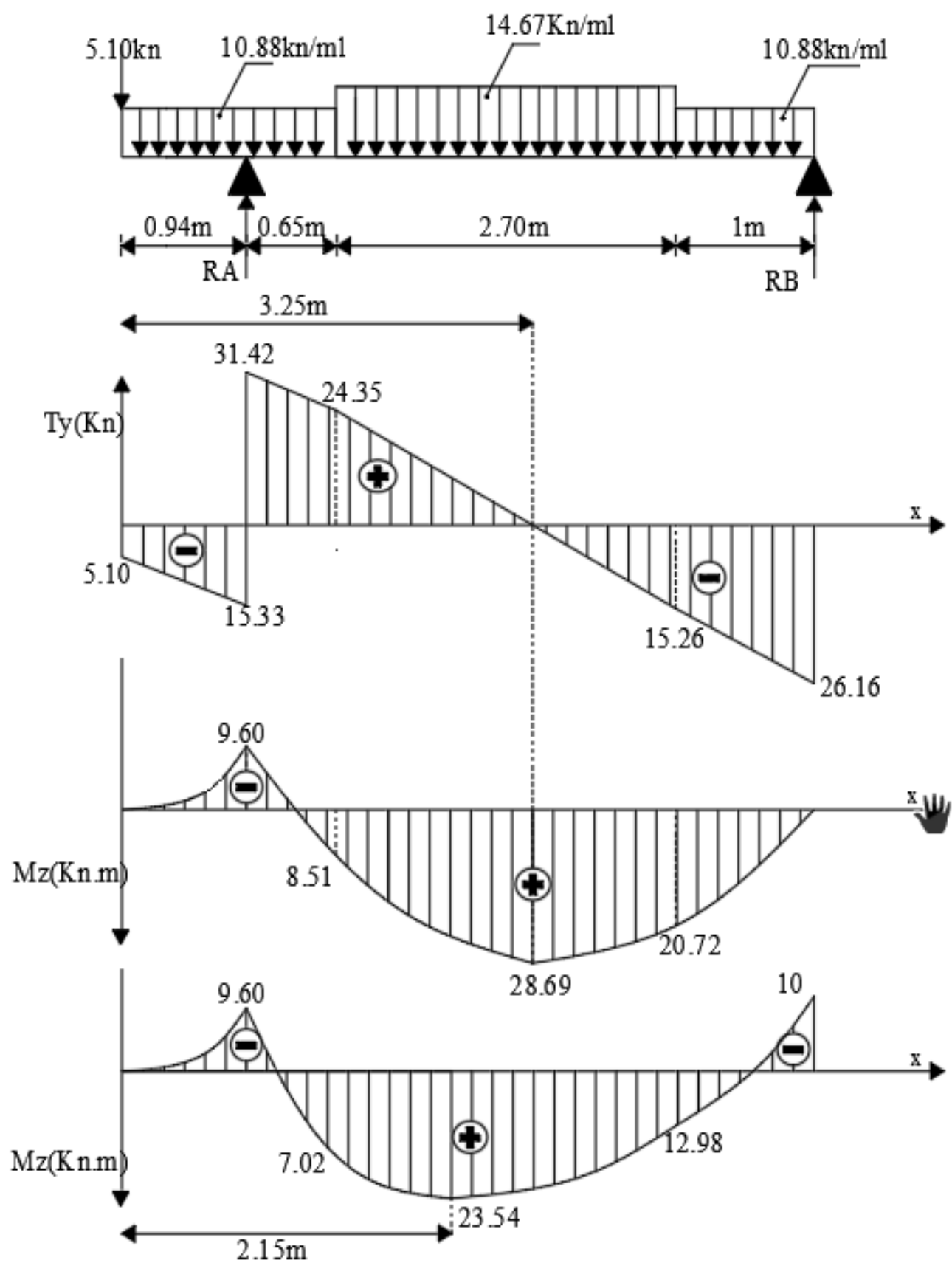
Pour $x=0.65\text{m}$:

$$M_{(0.65\text{m})}^{\text{t}} = \mu(0.65) + M_A \left(1 - \frac{0.65}{L}\right) + M_B \left(\frac{0.65}{L}\right)$$

$$M_{(0.65\text{m})}^{\text{t}} = -7.34(0.65 - 0.65)^2 + 22.12(0.65) + 2.3 - 9.60 \left(1 - \frac{0.65}{4.35}\right) - 10 \left(\frac{0.65}{4.35}\right)$$

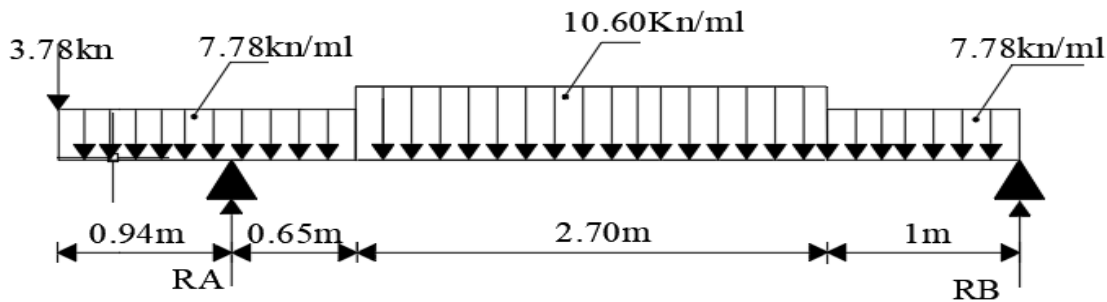
$$M_{(0.65\text{m})}^{\text{t}} = 16.68 - 8.17 - 1.49 = 7.02\text{KN.m}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELU :



III.4.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

les réactions d'appuis :



$$\sum M/A=0 \iff -3.78 \times 0.94 - 7.78 \times \frac{0.94^2}{2} + 7.78 \times \frac{0.65^2}{2} + 10.60 \times 2.70 \left(\frac{2.70}{2} + 0.65 \right) + 7.78 \times 1 \times (0.5 + 2.70 + 0.65) - 4.35 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{78.60}{4.35} = 18.81 \text{ kN}$$

$$\sum M/B=0 \iff -3.78 \times 5.29 - 7.78 \times 0.94 \times 4.82 + 4.35 R_A - 7.78 \times 0.65 \times 4.025 - 10.60 \times 2.70 \times 2.35 - 7.78 \times 1 \times 0.5 = 0$$

$$R_A = \frac{146.75}{4.35} = 33.73 \text{ kN}$$

❖ **Vérification :**

$$\sum F/y=0 \iff R_A + R_B = q_m s + 1.59 q_1 s + 2.70 q_2 s + 1 q_1 s$$

$$R_A + R_B = 3.78 + 1.59 \times 7.78 + 2.70 \times 10.60 + 1 \times 7.78 = 52.54 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 52.54 \text{ kN} \iff 33.73 + 18.81 = 52.54 \longrightarrow \text{ok.}$$

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

1er tronçon : $0 \leq x \leq 0.94 \text{ m}$

$$\sum F/y=0 \iff T(x) + 3.78 + 7.78x = 0$$

$$T(x) = -7.78x - 3.78$$

$$T(0) = -3.78 \text{ kN}$$

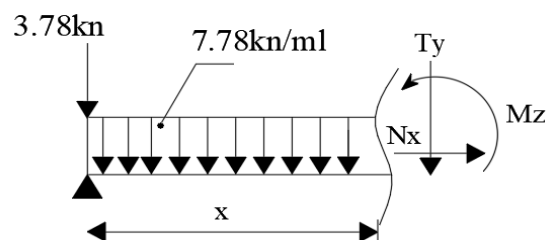
$$T(0.94) = -11.09 \text{ kN}$$

$$\sum M/G=0 \iff M_z(x) + 7.78x + 7.78 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -3.89x^2 - 3.78x$$

$$M(0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$M(0.94) = -7 \text{ kN.m}$$



2^{ème} tronçon : 0.94m ≤ x ≤ 1.59m

$$\sum F/y=0 \iff T(x)+3.78+7.78 \times 0.94+7.78(x-0.94)-33.73=0$$

$$T(x)= -7.78x + 29.95$$

$$T(0.94)= 22.64\text{KN}$$

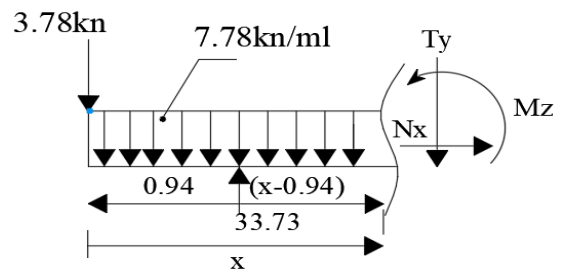
$$T(1.59)= 17.58\text{KN}$$

$$\sum M/G=0 \iff M_z(x)+3.78x + 7.78 \times 0.94(x-0.47) + 7.78 \times \frac{(x-0.94)^2}{2} - 33.73(x-0.94)=0$$

$$M_z(x)= -3.89(x-0.94)^2 + 22.64x - 28.27$$

$$M(0.94)= -7\text{KN.m}$$

$$M(1.59)= 6.08\text{KN.m}$$



3^{ème} tronçon : 1.59m ≤ x ≤ 4.29m

$$\sum F/y=0 \iff T(x)+3.78+7.78 \times 1.59+10.60 \times (x-1.59) - 33.73=0$$

$$T(x)= -10.60x + 34.43$$

$$T(1.59)= 17.58\text{KN}$$

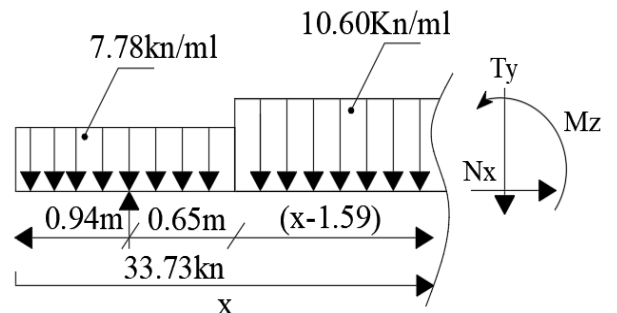
$$T(4.29)= -11.04\text{KN}$$

$$\sum M/G=0 \iff M_z(x)+3.78x + 7.78 \times 1.59(x-0.795) + 10.60 \times \frac{(x-1.59)^2}{2} - 33.73(x-0.94)=0$$

$$M_z(x)= -5.3(x-1.59)^2 + 17.58x - 21.88$$

$$M(1.59)= 6.07\text{KN.m}$$

$$M(4.29)= 14.9\text{KN.m}$$

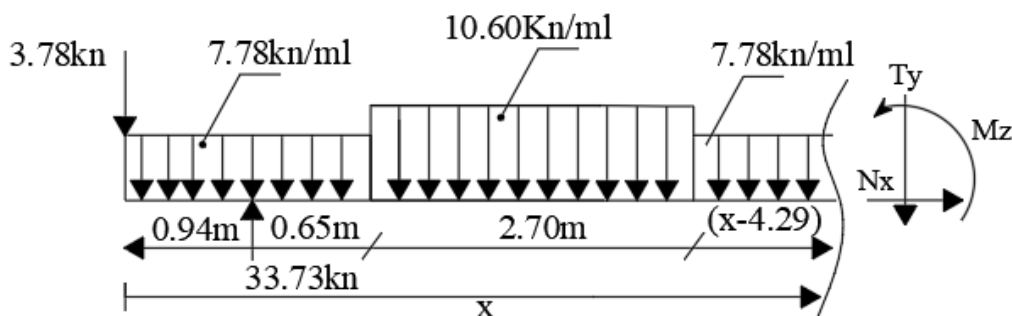


Le moment max à l'état limite service :

$$T(x)= -10.60x + 34.43 \quad \longrightarrow \quad x= 3.25\text{m}$$

$$M_z^{\text{max}} = M_z(3.25\text{m})= -5.3(3.25-1.59)^2 + 17.58 \times 3.25 - 21.88 = 20.65\text{KN.m}$$

4^{ème} tronçon : 4.29m ≤ x ≤ 5.29m



$$\sum F/y=0 \iff T(x)+3.78+7.78 \times 1.59+10.60 \times 2.70+7.78(x-4.29) - 33.73=0$$

$$T(x) = -7.78x + 22.34$$

$$T(4.29) = -11.04 \text{ KN}$$

$$T(5.29) = -18.82 \text{ KN}$$

$$\sum M/G=0 \iff M_z(x) + 3.78x + 7.78 \times 1.59(x-0.795) + 10.60 \times 2.70(x-2.94) + 7.78 \frac{(x-4.29)^2}{2} -$$

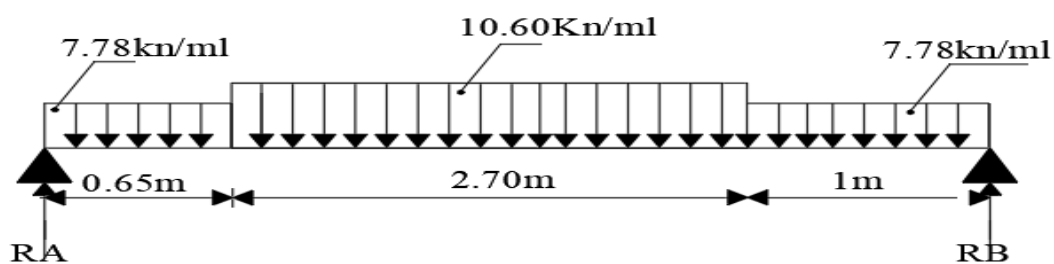
$$33.73(x-0.94) = 0$$

$$M_z(x) = -3.89(x-4.29)^2 - 11.04x + 62.26$$

$$M(4.29) = 14.90 \text{ KN.m}$$

$$M(5.29) = 0 \text{ KN.m}$$

III.4.6. Calcul de moment isostatique à l'ELS :



➤ Les réactions d'appuis :

$$\sum M/A=0 \iff 7.78 \times \frac{0.65^2}{2} + 10.60 \times 2.70 \times 2 + 7.78 \times 1 \times 3.85 - 4.35 RB = 0$$

$$RB = \frac{88.84}{4.35} = 20.42 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \iff -7.78 \times 0.65 \times 4.025 - 10.60 \times 2.70 \times 2.35 - 7.78 \frac{1^2}{2} + 4.35 RA = 0$$

$$RA = \frac{91.50}{4.35} = 21.03 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F/y=0 \iff RA + RB = 1.56q_1s + 2.44q_2s + 0.9q_1s$$

$$RA + RB = 7.78 \times 0.65 + 10.60 \times 2.70 + 7.78 \times 1 = 41.45 \text{ KN} \longrightarrow \text{ok}$$

$$RA + RB = 41.57 \text{ KN} \iff 21.03 + 20.42 = 41.45 \text{ KN}$$

➤ Calcul le moment max isostatique :

Tronçon : $0.65 \text{ m} \leq x \leq 3.35 \text{ m}$.

$$\sum F/y=0 \iff T(x) + 7.78 \times 0.65 + 10.60 \times$$

$$(x - 0.65) - 21.03 = 0$$

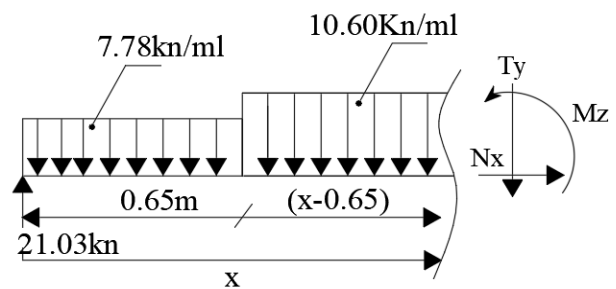
$$T(x) = -10.60(x) + 22.86$$

$$T(0.65 \text{ m}) = 15.97 \text{ KN}$$

$$T(3.35 \text{ m}) = -12.65 \text{ KN}$$

$$\sum M/G=0 \iff M_z(x) - 21.03x + 7.78 \times 0.65(x-0.325) + 10.60 \frac{(x-0.65)^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -5.3(x-0.65)^2 + 15.97x + 1.64$$



$$M(0.65m)=12.02\text{KN.m}$$

$$M(3.35m)=16.50\text{KN.m}$$

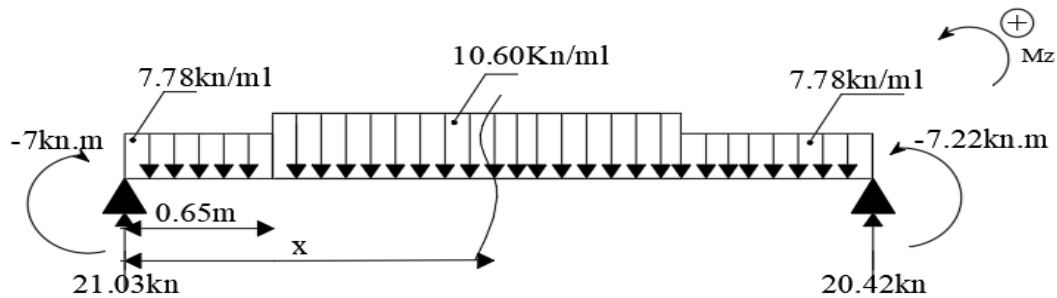
$$T(x) = -10.60x + 22.86 \longrightarrow x = 2.16\text{m}$$

$$M_0(x) = M_z(2.16) = -5.3(2.16-0.65)^2 + 15.97(2.16) + 1.64 = 24.05\text{KN.m}$$

Le moment réel en appui B est égal à (-0.3) du moment isostatique.

$$M_B = -0.3M_0(x) = -0.3 \times 24.05 = -7.22\text{KN.m}$$

➤ Le moment réel max en travée :



Tronçon : $0.65\text{m} \leq x \leq 3.35\text{m}$.

$$T(x) + 7.78 \times 0.65 + 10.60 \times (x - 0.65) - 21.03 = 0$$

$$T(x) = -10.60(x) + 22.86$$

$$T(0.65\text{m}) = 15.97\text{KN}$$

$$T(3.35\text{m}) = -12.65\text{KN}$$

$$M_z(x) - 21.03x + 7.78 \times 0.65(x - 0.325) + 10.60 \frac{(x - 0.65)^2}{2} + 7 = 0$$

$$M_z(x) = -5.3(x - 0.65)^2 + 15.97x - 5.36$$

$$M(0.65\text{m}) = 5.02\text{KN.m}$$

$$M(3.35\text{m}) = 9.50\text{KN.m}$$

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T(x) = -10.60(x) + 22.86 + \frac{(-7.22) - (-7)}{4.35} = -10.60x + 22.86 - 0.22$$

$$T(x) = -10.60x + 22.64 = 0 \longrightarrow x = 2.14\text{m}$$

$$M_{(x)}^{\text{tmax}} = \mu(x) + M_A \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_B \left(\frac{x}{L}\right)$$

Pour $x = 2.15\text{m}$:

$$M_{(2.14\text{m})}^{\text{tmax}} = \mu(2.14) + M_A \left(1 - \frac{2.14}{L}\right) + M_B \left(\frac{2.14}{L}\right)$$

$$M_{(2.14\text{m})}^{\text{tmax}} = -5.3(2.14 - 0.65)^2 + 15.97(2.14) + 1.64 - 7 \left(1 - \frac{2.14}{4.35}\right) - 7.22 \left(\frac{2.14}{4.35}\right)$$

$$M_{(2.14\text{m})}^{\text{tmax}} = 24.05 - 3.54 - 3.57 = 16.94\text{KN.m}$$

Pour $x=3.35m$:

$$M_{(3.35m)}^t = \mu (3.35) + M_A \left(1 - \frac{3.35}{L}\right) + M_B \left(\frac{3.35}{L}\right)$$

$$M_{(3.35m)}^t = -5.3 (3.35 - 0.65)^2 + 15.97 (3.35) + 1.64 - 7 \left(1 - \frac{3.35}{4.35}\right) - 7.22 \left(\frac{3.35}{4.35}\right)$$

$$M_{(3.35m)}^t = 16.50 - 1.61 - 5.60 = 9.29 \text{KN.m}$$

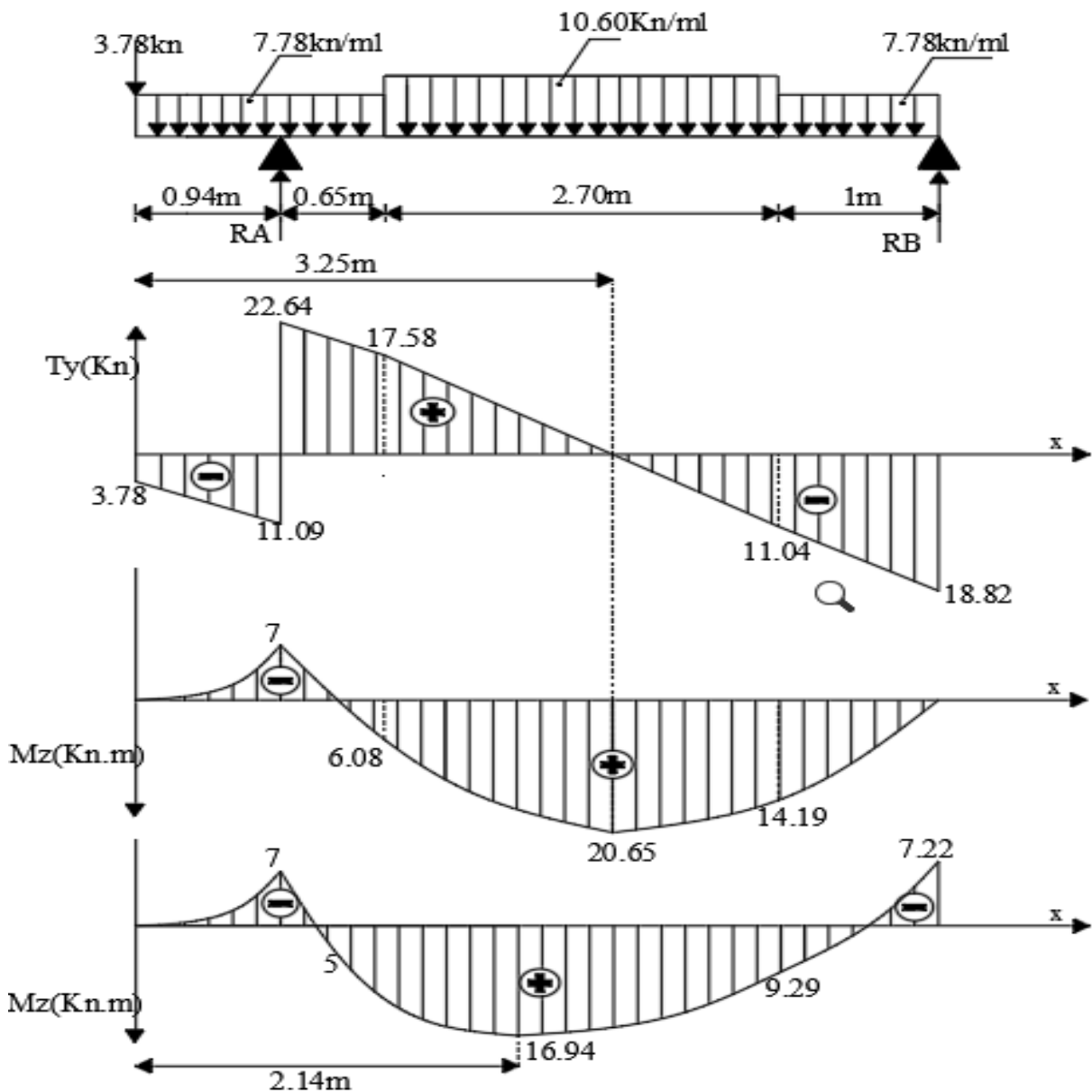
Pour $x=0.65m$:

$$M_{(0.65m)}^t = \mu (0.65) + M_A \left(1 - \frac{0.65}{L}\right) + M_B \left(\frac{0.65}{L}\right)$$

$$M_{(0.65m)}^t = -5.3 (0.65 - 0.65)^2 + 15.97 (0.65) + 1.64 - 7 \left(1 - \frac{0.65}{4.35}\right) - 7.22 \left(\frac{0.65}{4.35}\right)$$

$$M_{(0.65m)}^t = 12.02 - 5.95 - 1.08 = 5 \text{KN.m}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELS :



III.4.7 Calcul des armatures :**III.4.7 .1. A l'ELU :**

a) **Armatures principales :** Le calcul se fera en réflexion simple en utilisant les moments

et les efforts définis dans le schéma précédant

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm.}$$

$$h = 15 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm}$$

Aux Appuis :**• En appui A :**

$$M_{AU} = 9.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.60 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.040 \leq 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.040 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.980$$

$$A_{AU} = \frac{M_{AU}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.60 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• En appui B :

$$M_{AU} = 10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042 \leq 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.042 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.979$$

$$A_{AU} = \frac{M_{AU}}{\beta d \sigma_s} = \frac{10 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• En travée :

$$M_{At} = 23.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{At}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.098 \leq 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.098 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.948$$

$$A_{AU} = \frac{M_{At}}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.54 \times 10^3}{0.948 \times 13 \times 348} = 5.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour $5\emptyset 12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition :**• En appui A :**

$$A_{rUA} = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4\emptyset = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• En appui B :

$$A_{rUB} = \frac{A_b}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{cm}^2$$

On opte pour $4\varnothing 8 = 2.01 \text{cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{cm}$

• En travée :

$$A_{rUt} = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2$$

On opte pour $4\varnothing 8 = 2.01 \text{cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{cm}$

III.4.8. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14.5 \times 2.1}{400} = 1.75 \text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Nous avons : } A_A = 3.14 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{cm}^2 \\ A_B = 3.14 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{cm}^2 \\ A_t = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

b) espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

• Armatures principales :

$S_t \leq \square \min \{2h; 25 \text{cm}\}$ (charge répartie + charge concentrée)

$S_t \leq \square \min = \{34 ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui A: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{cm} \\ \text{Appui B: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{cm} \\ \text{Travée: } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{cm} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

• Armatures de répartition:

$S_t \leq \square \{3h ; 33 \text{cm}\}$

$S_t \leq \{51; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui A: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ \text{Appui B: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ \text{Travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 99. Art 5.1 ,211) :

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25; 5) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{31.42 \times 10}{100 \times 13} = 0.24 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres:

On doit vérifier d'après le (BAEL 99. Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

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

Avec :

τ_{se} : Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant = 31.42KN

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres : $n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \square \square \square \square \times 8 = 100.53 \text{ mm}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{31.42 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.83} = 2.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres dans les appuis : (BAEL 99 Art 6.1.23)

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur de poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253).}$$

$$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

f) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31.42 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

g) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)**Influence sur le béton**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{max}}{ba} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \implies V_u^{max} \leq 0.267abf_{c28}$$

Désigne la longueur de l'appuis 0.9d

$$a = 0.9d = 0.9 (13) = 117\text{mm}$$

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 117 \times 1000 \times 25 = 780975\text{N}$$

D'où $V_u^{max} = 31.42\text{KN} \leq 780.96\text{KN} \longrightarrow$ condition vérifiée

h) Influence sur les aciers (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{f_e} \gamma_s} \implies A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(31.42 \times 10^3 - \frac{9.60 \times 10^6}{117} \right)$$

$$A_a \geq -145.56\text{mm}^2 = -1.46\text{cm}^2$$

$A_a = 2.01\text{cm}^2 > 1.46\text{cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

III.3.9. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

□ Aux appuis :

Appui A :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_l = \frac{100 \times A_{Au}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_l = 0.242 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 ; K_1 = 48.29$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{sa}}{d A_s \beta_1} = \frac{7 \times 10^3}{13 \times 3.14 \times 0.921} = 186.19\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{186.19}{48.29} = 3.86\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow$$
 condition vérifiée

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 186.19\text{MPa} ; \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$\sigma_s = 186.19\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée

Appui B :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{Bu}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 ; K_1 = 48.29$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{sb}}{d A_s \beta_1} = \frac{7.22 \times 10^3}{13 \times 3.14 \times 0.921} = 192.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192.05}{48.29} = 3.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 192.05 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 192.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée:

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{tu}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$$

$$\rho_1 = 0.435 \longrightarrow \beta_1 = 0.899 ; K_1 = 35.50$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{st}}{d A_s \beta_1} = \frac{16.94 \times 10^3}{13 \times 5.65 \times 0.899} = 256.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{256.54}{35.50} = 7.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 256.54 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 256.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification à la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ Avec : h : hauteur de la section est égale à 15 cm.
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ L : portée libre est égale à 435 cm.
- $\frac{A}{bxd} < \frac{4,2}{f_e}$ A : section des armatures tendues

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{435} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire

Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

On doit vérifier la formule suivante :

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \quad \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

On a : $L = 4.35 \text{ m} < 5\text{m}$.

On doit vérifier la formule suivante :

$$A \quad f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm} \quad \text{e.}$$

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

★ **Calcul du paramètre V_1**

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

$$S_{xx'} = b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = 100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15 \times A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{cm}$$

★ **Calcul du paramètre V_2 :**

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{cm}$$

Donc :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

E_v : Module de déformation différée

$$f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I} = \frac{10.60 \times 10^6 \times (4350)^2}{10 \times 10818.87 \times 30551.61 \times 10^4} = 6.07 \text{mm}$$

$$f = 6.07 \text{mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 8.7 \text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.3.10 Ferrailage des escaliers

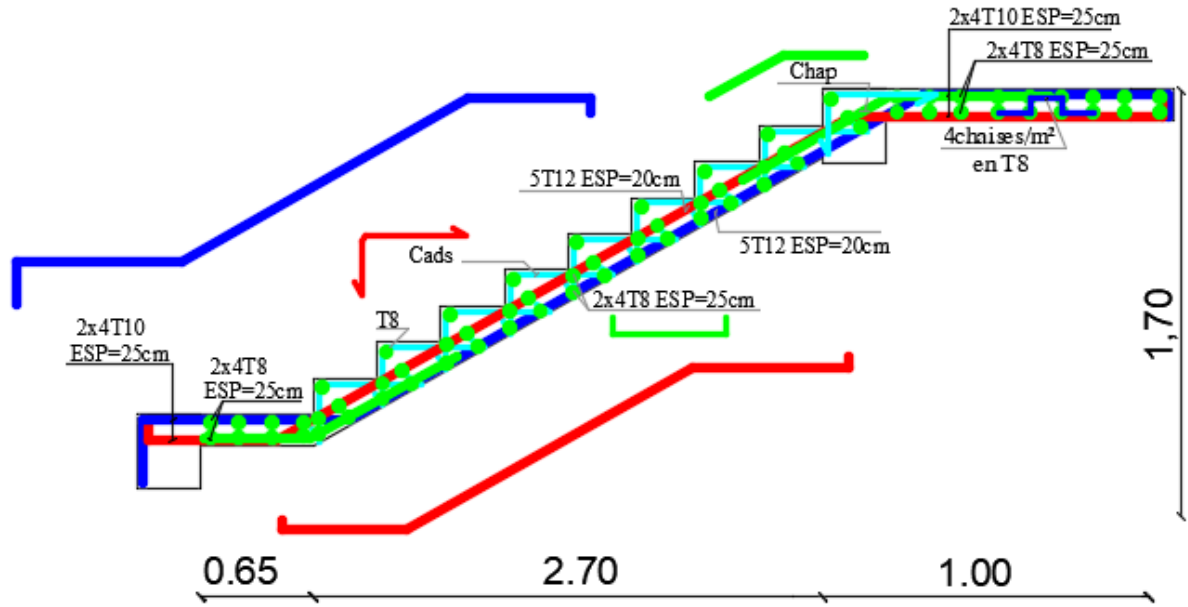


Figure : III.3.10 schéma de Ferrailage des escaliers

III.5 Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est semi encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2.65m (entre nus d'appuis), et sa section est de (b×h).

III.5.1 Pré dimensionnement :

Hauteur

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{15}$$

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : hauteur de la poutre.

$$13.25cm \leq h_t \leq 17.67cm.$$

Donc on fixe sa hauteur à 15cm.

La largeur

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,4 \times 15 \leq b \leq 0,7 \times 15$$

$$6cm \leq b \leq 10.5cm$$

Soit $b = 10cm$

Au vu du ferrailage important trouvé avec cette disposition (choix de section (10×15) cm²).

On opte pour une section de (20×25) cm².

Les charges revenant à la poutre

son poids : $G = 25 \times 0.25 \times 0.25 = 1.56KN/ml$.

Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 46.74 KN/ml$.

Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 33.73 KN/ml$.

a) Combinaison à considérer

E LU :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}$$

$$q_u = 1,35 \times 1.56 + 46.74 = 48.85KN/ml.$$

E LS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}$$

$$q_s = 1.56 + 33.73 = 35.29 KN/ml.$$

b) calcul du ferrailage (ELU):

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{48.85 \times 2.65}{2} = 64.97KN$$

c) Les efforts internes :

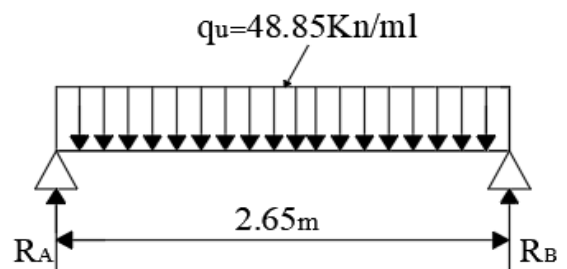
Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{48.85 \times 2.65^2}{8} = 42.88KN.m$$

Correction des moments

- Aux appuis

$$M_a = - 0,3 M_0 = - 0,3 \times 42.88 = - 12.86KN.m.$$



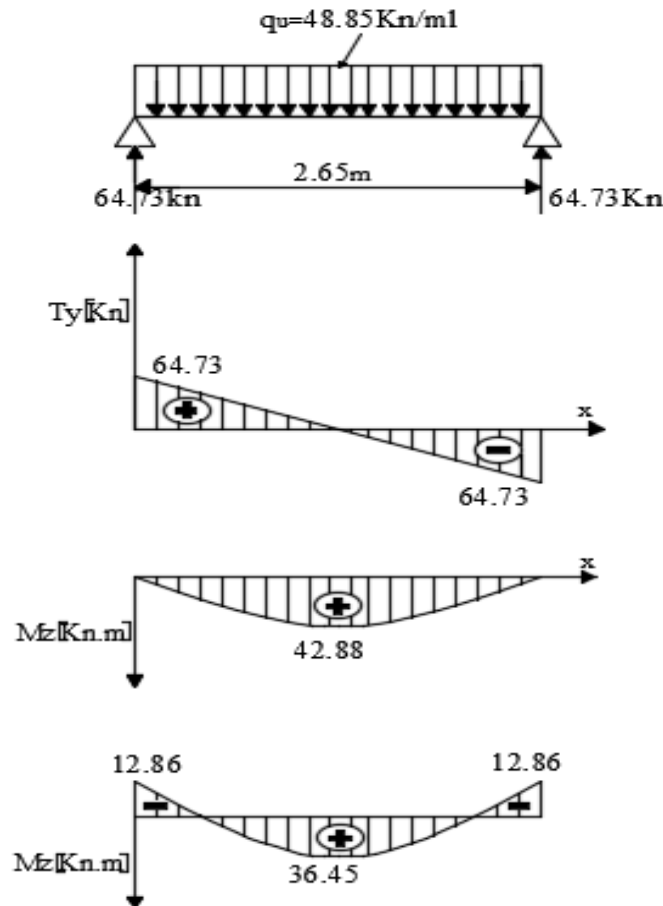
- En travée

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 \times 42,88 = 36,45 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant

$$T = R_A = -R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{48,85 \times 2,65}{2} = 64,73 \text{ KN}$$

Les diagrammes des moments et efforts tranchants :



Calcul des armatures

1. Armatures principales (longitudinal) :

En travée :

$$M_u = 36,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{36,45 \times 10^3}{20 \times (23,5)^2 \times 14,2} = 0,232$$

$$\mu = 0,232 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,866$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{36,45 \times 10^3}{0,866 \times 23,5 \times 348} = 5,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad st=15 \text{ cm}$$

Aux appuis :

$$M_u = -12.86 \text{KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{12.86 \times 10^3}{20 \times (23.5)^2 \times 14,2} = 0,082$$

$$\mu_a = 0.082 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.957$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{12.86 \times 10^3}{0.957 \times 23.5 \times 348} = 1,64 \text{cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39cm². st= 10 cm

1) Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 20 \times 23.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.57 \text{cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.57 \text{cm}^2 \\ A_t = 2.35 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.57 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3.25 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \}$$

$$T_u^{\max} = 64.73 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{64.73 \times 10}{20 \times 23.5} = 1.38 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum u_i}$ es des armatures $\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{64.73 \times 10}{0.9 \times 23.5 \times 13.188} = 2.32 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.32 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres : (BAEL 99 Art 6.1.23)**

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.32 \text{MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2.835 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3) :**

$$l_s = \frac{\varnothing_{travée} f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur de poteau à le qu'elles les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :


$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253).}$$

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313) : Influence sur le béton**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{max}}{ba} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad V_u^{max} \leq 0.267 ab f_{c28}$$

a: désigne la longueur  appuis $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (23.5) = 21.15 \text{ cm}$$

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 211.5 \times 200 \times 25 = 295702.5 \text{ N}$$

$$D'où V_u^{max} = 64.73 \text{ kN} \leq 295.70 \text{ kN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers (formulaire BA page 268)**

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{f_e} \gamma_s} \quad \Longleftrightarrow \quad A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(64.73 \times 10^3 - \frac{12.86 \times 10^6}{0.9 \times 235} \right) = 11.29 \text{ mm}^2$$

$$2.01 \text{ cm}^2 > 0.11 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales (support du cours Béton Armé I TEC185)**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3.k.f_{tj}}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \Longleftrightarrow \quad A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3.k.f_{tj}) b \cdot S_t}{0.8 f_e}$$

Avec :

$$\text{Cadre droits : } \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

➤ **Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)**

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$T_u^{max} = 64.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{64.73 \times 10}{20 \times 23.5} = 1.38 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.38 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

$$A_t \geq \frac{(1.38 - 0.3 \times 1 \times 2.1) 20 \times 7}{0.8 \times 400} = 0.33 \text{cm}^2$$

NB :

La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcul l'espa

Icément qui lui correspond.

On suppose un cadre et une épingle de Ø8

➤ **Calcul de l'espacement entre cadre :**

La répartition des cadres le long de la poutre :

Méthode forfaitaire de Caquot :

Cette méthode est applicable sur des poutres de section constante et soumises à des charges uniformément réparties.

On prendra l'espacement dans la série de Caquot suivante : 7; 8; 9; 10; 13; 16; 20; 25; 35 (cm) dans la demi portée de la poutre.

On choisit l'espacement : $S_t = 7 \text{cm}$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} f_{tj} = \min(f_{tj}; 3.3 \text{MPa}) = 2.1 \text{MPa}$$

$$A_t = 3 \text{HA6} = 0.85 \text{cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0.8 f_e A_t}{b(\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 85}{200(1.19 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 242 \text{mm} \leq 24 \text{cm}$$

Condition complémentaire :

$$S_{tmin} \leq S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) \leq \min(21.15; 40 \text{ cm})$$

$$\text{Avec } S_{tmin} = 7 \text{cm}$$

De la série de Caquot $S_t = 16 \text{ cm}$

$$7 \text{ cm} \leq 16 \text{ cm} \leq 24 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{MPa} \quad ; \quad \frac{85 \times 400}{200 \times 242} = 0.7 \geq 0.4 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2).**

$$Q_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right\} = \min\left\{\frac{250}{35}; 12; \frac{200}{10}\right\} = \min\{7.14; 12; 20\} = 7.14 \text{mm}$$

3HA6 $\leq 7.14 \text{ mm}$Condition vérifiée.

$$n = \frac{L}{2} = \frac{265}{2} = 132.5\text{cm}$$

III.5.2. Calcul à l'ELS :

a) La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = G + R_{As} = 1.56 + 33.73 = 35.29\text{KN/ml.}$$

b) Réaction :

$$R_A=R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{35.29 \times 2.65}{2} = 46.76\text{KN}$$

c) Les efforts internes :

Calcul des moments isostatique :

$$M_{0s} = M_{S_{\max}} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{35.29 \times 2.65^2}{8} = 30.98\text{KN.m}$$

- Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_{0s} = -0,3 \times 30.98 = -9.29\text{KN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_{0s} = 0,85 \times 30.98 = 26.33 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant

$$T = R_A = -R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{35.29 \times 2.65}{2} = 46.76\text{KN}$$

III.5.3 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

Vérification de la condition suivante:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

En travée:

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_l = \frac{100 \times A_{tu}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{20 \times 23.5} = 1.202$$

$$\rho_l = 1.202 \longrightarrow \beta_1 = 0.851 ; K_1 = 18.78$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{st}}{d A_s \beta_1} = \frac{26.33 \times 10^3}{23.5 \times 5.65 \times 0.851} = 233.03\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.03}{18.78} = 12.40\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 233.03 ; \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 233.03 \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_l = \frac{100 \times A_{As}}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 23.5} = 0.5$$

$$\rho_l = 0.5 \longrightarrow \beta_1 = 0.893 ; K_1 = 31.73$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_s = \frac{M_{sa}}{d A_s \beta_1} = \frac{9.29 \times 10^3}{23.5 \times 2.35 \times 0.893} = 188.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{188.38}{31.73} = 5.94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition v\^erifi\^ee}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit v\^erifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 188.38 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 188.38 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition v\^erifi\^ee}$$

b) \^Etat limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont consid\^er\^ees comme \^etant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette v\^erification.

c) \^Etat limite de d\^eformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)

Il n'est pas n\^ecessaire de v\^erifier la fl\^eche si les conditions suivantes sont v\^erifi\^ees:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ Avec : h : hauteur de la section est \^egale \^a 25cm.
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ L : port\^ee libre est \^egale \^a 265cm.
- $\frac{A}{bxd} < \frac{4,2}{f_e}$ A : section des armatures tendues

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{265} = 0.094$$

$$\implies 0.094 > 0.0625 \implies \text{Condition v\^erifi\^ee}$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{265} = 0.094$$

$$\implies 0.094 > 0.085 \implies \text{condition v\^erifi\^ee}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{26.33}{10 \times 30.98} = 0.085$$

$$\frac{A}{bxd} = \frac{4.62}{20 \times 23.5} = 0.008$$

$$\implies 0.0098 < 0.0105 \implies \text{condition v\^erifi\^ee}$$

$$\frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.4 Ferrailage de la poutre palière

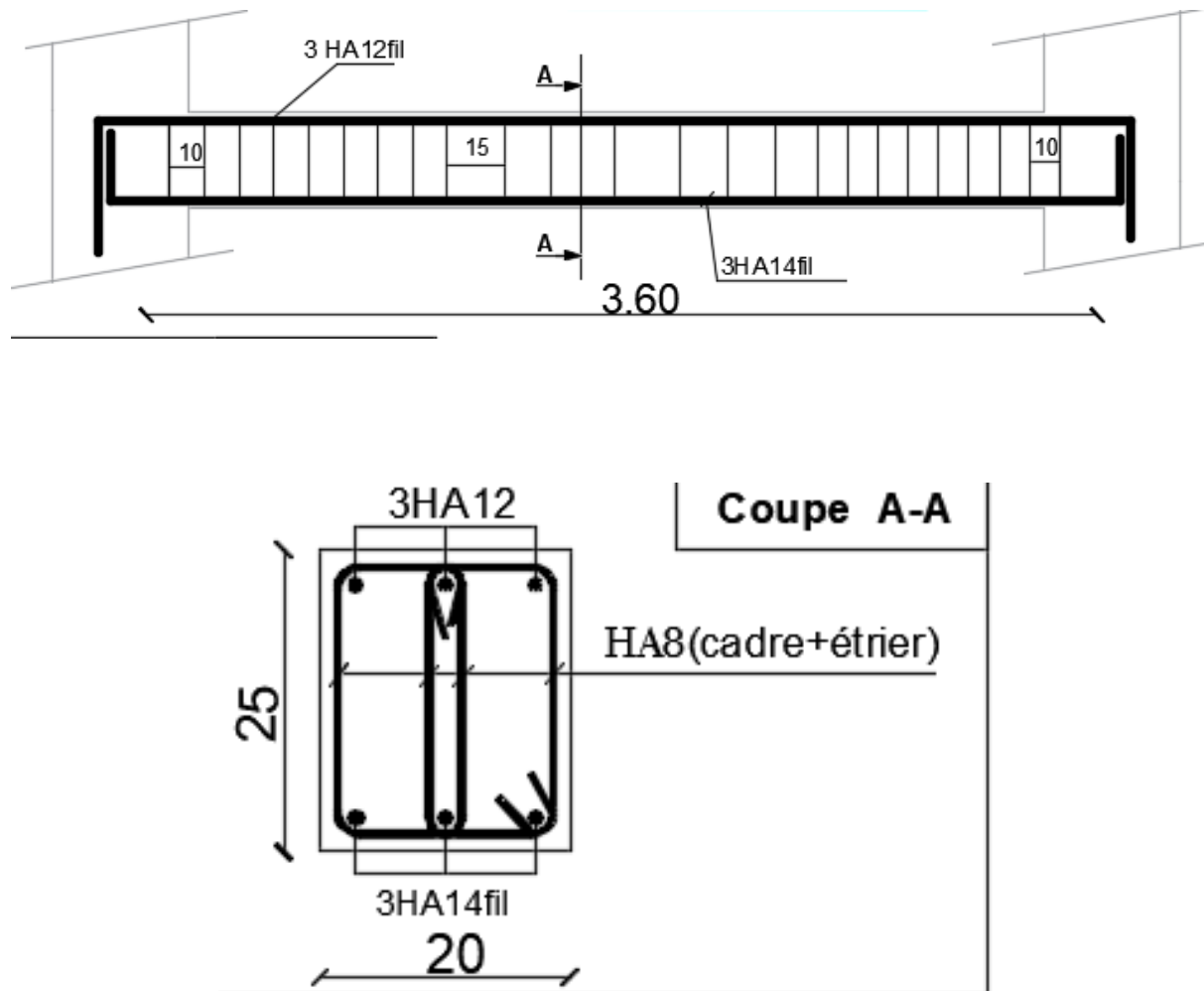


Figure : III.5.4 schéma de ferrailage poutre palière

IV.1. Modélisation :

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV-2- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

IV.3. Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

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

- a) **Condition sur la hauteur :**

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que : $H \leq 65\text{m}$ en zone I et IIa. → CV

- b) **Condition sur la régularité :**

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés régulier plan et en élévation. → CV

- c) **Condition complémentaires :**

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivantes :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2. → CNV

En conclusion la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

- **Méthode Dynamique Modale Spectrale**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Logiciel utilisé pour la modélisation :**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

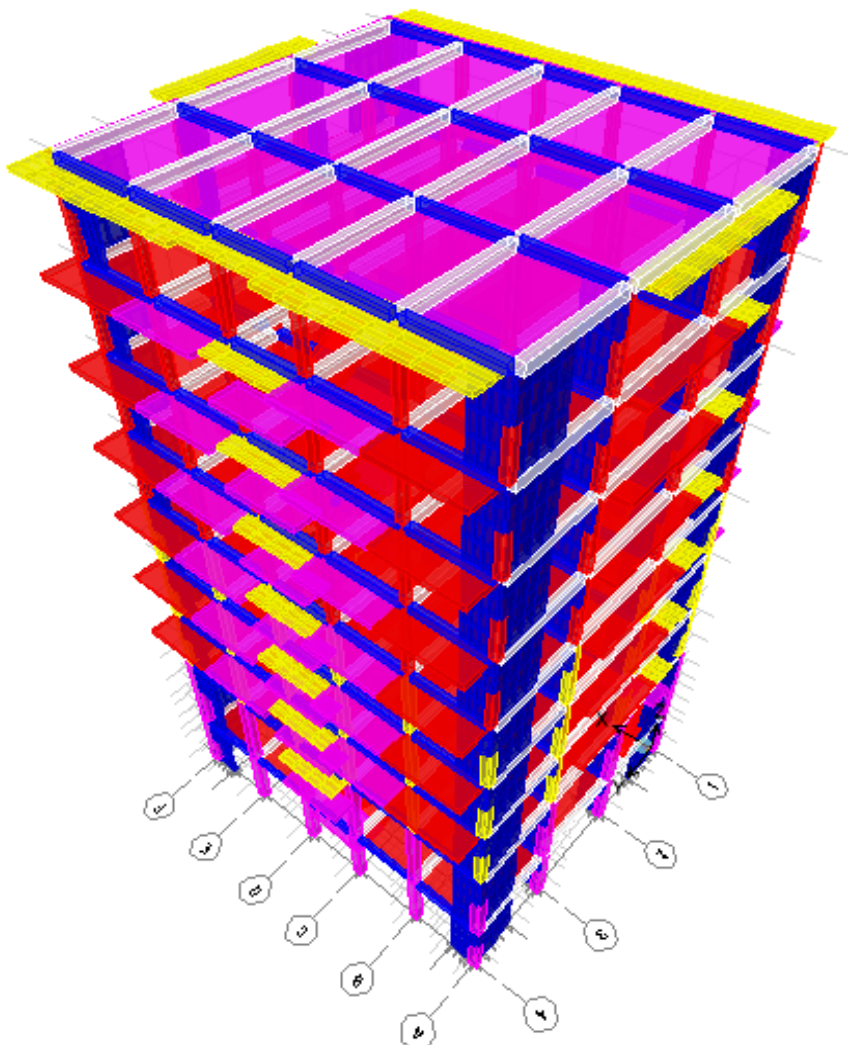
Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à l'interface graphique.

Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E) ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration...

IV.4. Modélisation de la structure

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS version 9.6.0. En considérant : 9 niveaux (1 sous-sol + RDC + 1 étage de service + 6 étages courants) encadrée à la base et réalisée sur un modèle tridimensionnel.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles, portiques et dalle pleine), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, acrotère ...).

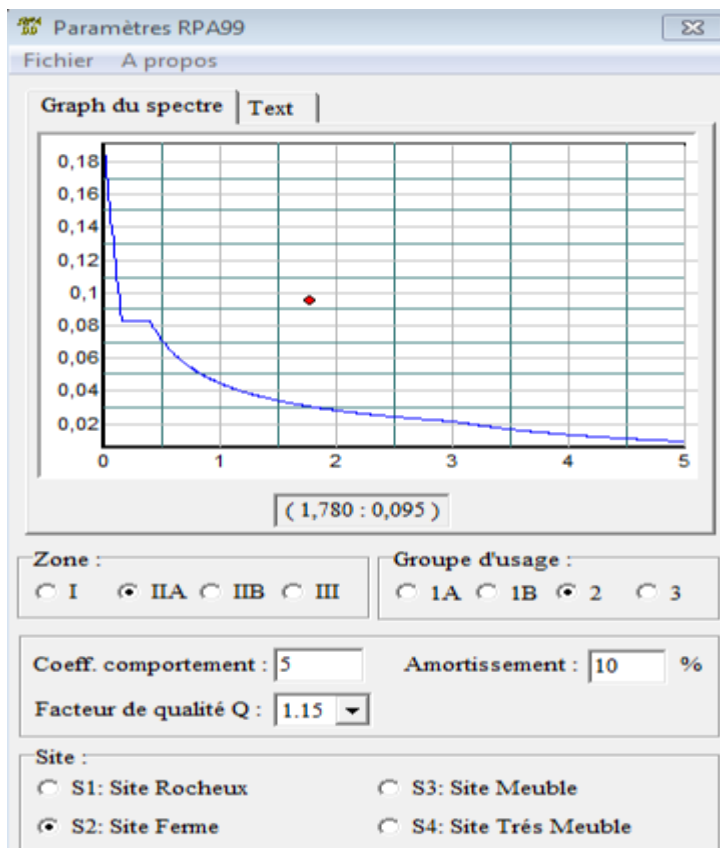


IV.5. Etapes de modélisation

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction des directions principales de l'étude sismique **EX, EY et E45**.
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (**Sa/g** ou l'accélération /pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période T.



6. Définition des charges statiques (G, Q).
7. Définition de la charge sismique E.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Combinaisons du BAEL :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (l'ELU)}$$

$$G + Q \text{ (L'ELS)}$$

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Les poteaux sont supposés encastés dans les fondations.

Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.

La masse des planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse – source)

IV.6. Vérifications RPA

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) Vérification du nombre de mode
- 3) L'effort tranchant à la base.
- 4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 5) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 6) Justification vis-à-vis des déplacements
- 7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 8) Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical

Présentation de l'ouvrage

Notre projet est un bâtiment en R+8+ sous-sol, implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II-a).

Bâtiment à usage multiples (habitation, commerces, bureautique).

Site ferme S2 (rapport géotechnique)

Système structurel : portiques + voiles

1. vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à **0.863s**

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios et on aura la fenêtre suivante

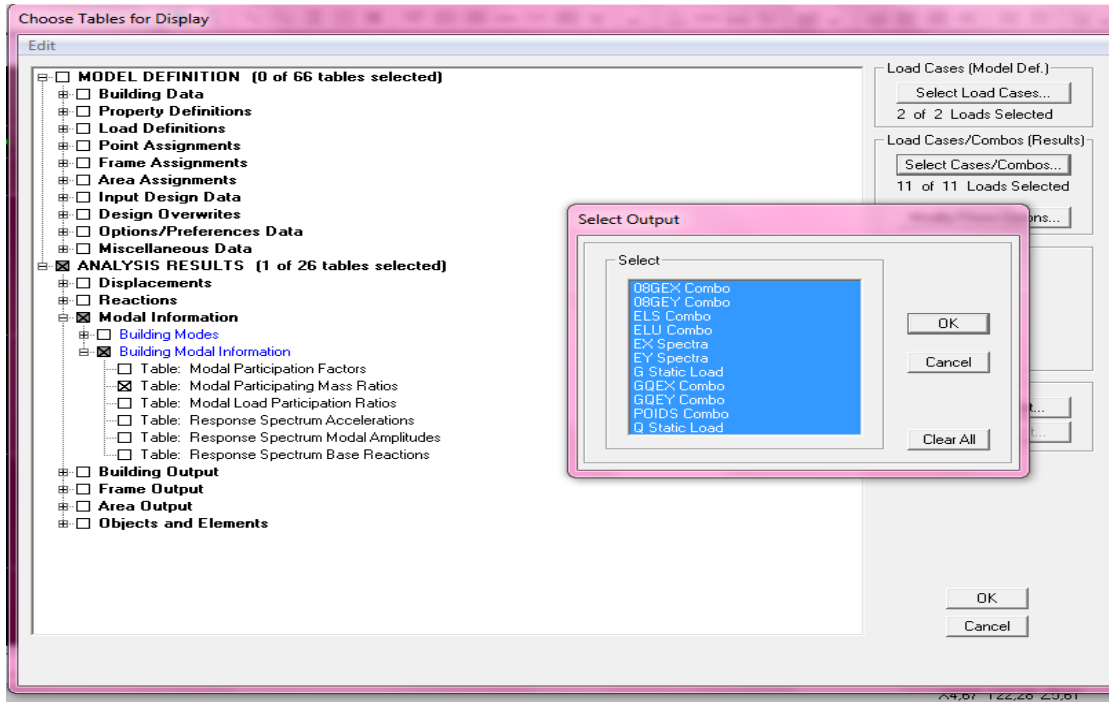


Fig. IV.6.1. Justification de la période et les masses participantes

Les résultats seront affichés comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,863026	52,6565	0,0018	0,0000	52,6565	0,0018	0,0000	0,0027
	2	0,708961	0,0026	53,6581	0,0000	52,6592	53,6599	0,0000	89,7784
	3	0,570615	0,2010	0,0163	0,0000	52,8602	53,6762	0,0000	0,0421
	4	0,238164	16,5807	0,0004	0,0000	69,4409	53,6766	0,0000	0,0002
	5	0,185759	0,0007	20,6636	0,0000	69,4416	74,3403	0,0000	6,8616
	6	0,144389	0,1516	0,0277	0,0000	69,5932	74,3679	0,0000	0,0253
	7	0,120482	16,2484	0,0016	0,0000	85,8416	74,3695	0,0000	0,0002
	8	0,095164	0,0002	14,6433	0,0000	85,8418	89,0128	0,0000	2,8549
	9	0,081671	6,0115	0,0204	0,0000	91,8532	89,0332	0,0000	0,0046
	10	0,072525	0,3668	0,3038	0,0000	92,2201	89,3370	0,0000	0,0931
	11	0,060274	0,0032	3,9855	0,0000	92,2233	93,3226	0,0000	0,2744
	12	0,053214	0,8395	0,0004	0,0000	93,0627	93,3229	0,0000	0,0001

Tableau IV.6.1 : tableau de la période et des masses participantes

- ❖ Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe X-X, il mobilise 52.6565% de la masse.
- ❖ Le deuxième mode de vibration est une translation suivant l'axe Y-Y, il mobilise 53.6581% de la masse.
- ❖ Le troisième mode de vibration est une torsion.

2. Vérification du nombre de mode :

Nombres de modes propres (Art 4.3, 4 RPA99 /version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,863026	52,6565	0,0018	0,0000	52,6565	0,0018	0,0000	0,0027
2	0,708961	0,0026	53,6581	0,0000	52,6592	53,6599	0,0000	89,7784
3	0,570615	0,2010	0,0163	0,0000	52,8602	53,6762	0,0000	0,0421
4	0,238164	16,5807	0,0004	0,0000	69,4409	53,6766	0,0000	0,0002
5	0,185759	0,0007	20,6636	0,0000	69,4416	74,3403	0,0000	6,8616
6	0,144389	0,1516	0,0277	0,0000	69,5932	74,3679	0,0000	0,0253
7	0,120482	16,2484	0,0016	0,0000	85,8416	74,3695	0,0000	0,0002
8	0,095164	0,0002	14,6433	0,0000	85,8418	89,0128	0,0000	2,8549
9	0,081671	6,0115	0,0204	0,0000	91,8532	89,0332	0,0000	0,0046
10	0,072525	0,3668	0,3038	0,0000	92,2201	89,3370	0,0000	0,0931
11	0,060274	0,0032	3,9855	0,0000	92,2233	93,3226	0,0000	0,2744
12	0,053214	0,8395	0,0004	0,0000	93,0627	93,3229	0,0000	0,0001

11ème mode → Sens X-X : 92.2233% > 90% CV

Sens Y-Y : 93.3226% > 90% CV

3. vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_i 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.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 .article 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

- ❖ A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- ❖ R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
- ❖ D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

- ❖ Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).
- ❖ W : poids de la structure.

Application :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
A=0.15
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99/2003})$$

T₁ : 0.15 } site meuble S2
T₂ : 0.4 }

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99/2003})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi=10 \%$

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

- Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n et $h=25.50m$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA2003 → $C_T=0.05$.

Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (25.5)^{3/4} = 0,57 \text{sec}$$

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003 :

Les valeurs de T , calculées à partir des formules **de Rayleigh ou de méthodes numériques** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. Répétition du graphe

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

D'où : $T = 1,3 \times 0,57 = 0,74 \leq T_{\text{etaps}} = 0.863[\text{s}] \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée).

$$T = 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.74 \text{s}$$

$$\text{Donc } D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,4}{0,74} \right)^{2/3} = 1,26$$

• **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 files de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x :

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	non	0,1

Sens y-y :

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	non	0,1

On aura : $Q_x = 1,15$ et $Q_y = 1,15$ selon le RPA, on prend la valeur la plus pénalisante :

- Détermination du poids de la structure W

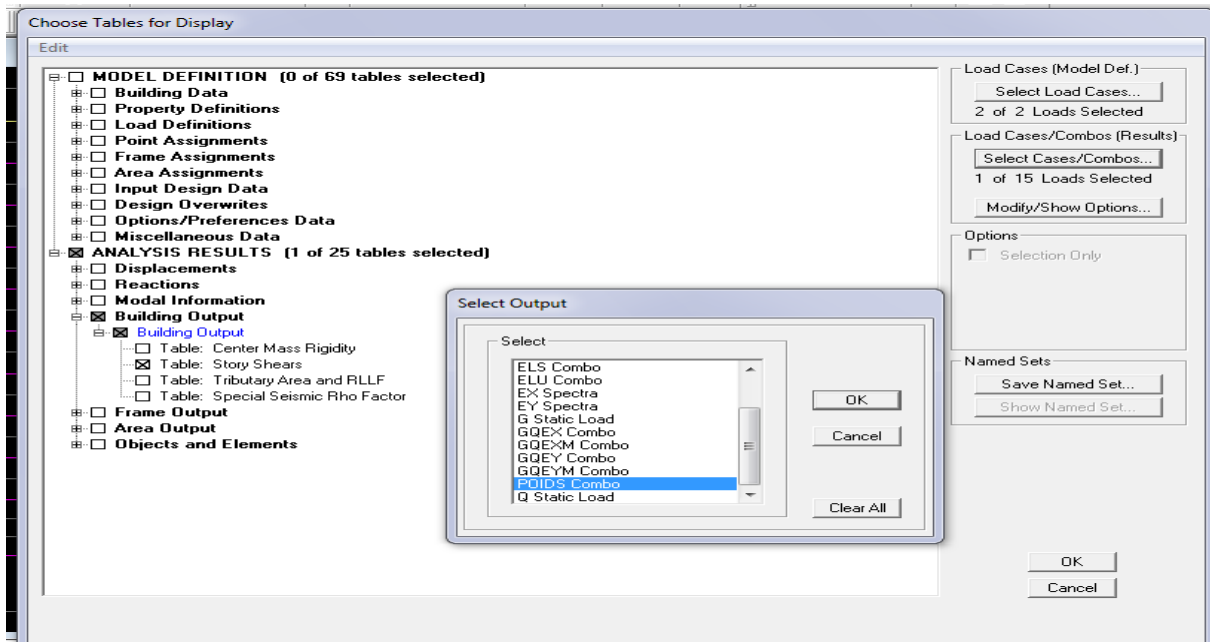
Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^9 W_i$

W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

Dans le cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) est donné par le tableau 4-5 du RPA99 version 2003.

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes : *Display* → *show tables* : on aura la fenêtre suivante :



En suite on selection **building output Table: story shears** → **POIDS Combo**

On aura Ce tableau:

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE6	POIDS	Bottom	2159,57	0,00	0,00	0,000	13926,424	-15818,
	ETAGE 5	POIDS	Top	3858,63	0,00	0,00	0,000	24654,124	-28235,
	ETAGE 5	POIDS	Bottom	4240,29	0,00	0,00	0,000	27512,261	-31031,
	ETAGE 4	POIDS	Top	5939,35	0,00	0,00	0,000	38239,960	-43448,
	ETAGE 4	POIDS	Bottom	6321,00	0,00	0,00	0,000	41098,097	-46243,
	ETAGE 3	POIDS	Top	8020,06	0,00	0,00	0,000	51825,796	-58660,
	ETAGE 3	POIDS	Bottom	8401,72	0,00	0,00	0,000	54683,933	-61456,
	ETAGE 2	POIDS	Top	10100,78	0,00	0,00	0,000	65411,632	-73873,
	ETAGE 2	POIDS	Bottom	10532,92	0,00	0,00	0,000	68596,691	-77038,
	ETAGE 1	POIDS	Top	12231,99	0,00	0,00	0,000	79324,391	-89455,
	ETAGE 1	POIDS	Bottom	12664,13	0,00	0,00	0,000	82509,450	-92621,
	ESERV	POIDS	Top	14259,67	113,27	44,63	-799,333	93210,673	-104376
	ESERV	POIDS	Bottom	14761,03	0,00	0,00	0,000	96510,144	-107472
	RDC	POIDS	Top	16208,68	161,87	22,34	-1071,158	105900,489	-118390,
	RDC	POIDS	Bottom	16964,11	0,00	0,00	0,000	110688,623	-123101
	SOUS SOL	POIDS	Top	18423,75	-30,62	-32,07	114,100	119773,687	-133786
	SOUS SOL	POIDS	Bottom	18909,25	0,00	0,00	0,000	123280,473	-137389

OK

On choisit la valeur du sous-sol Bottom

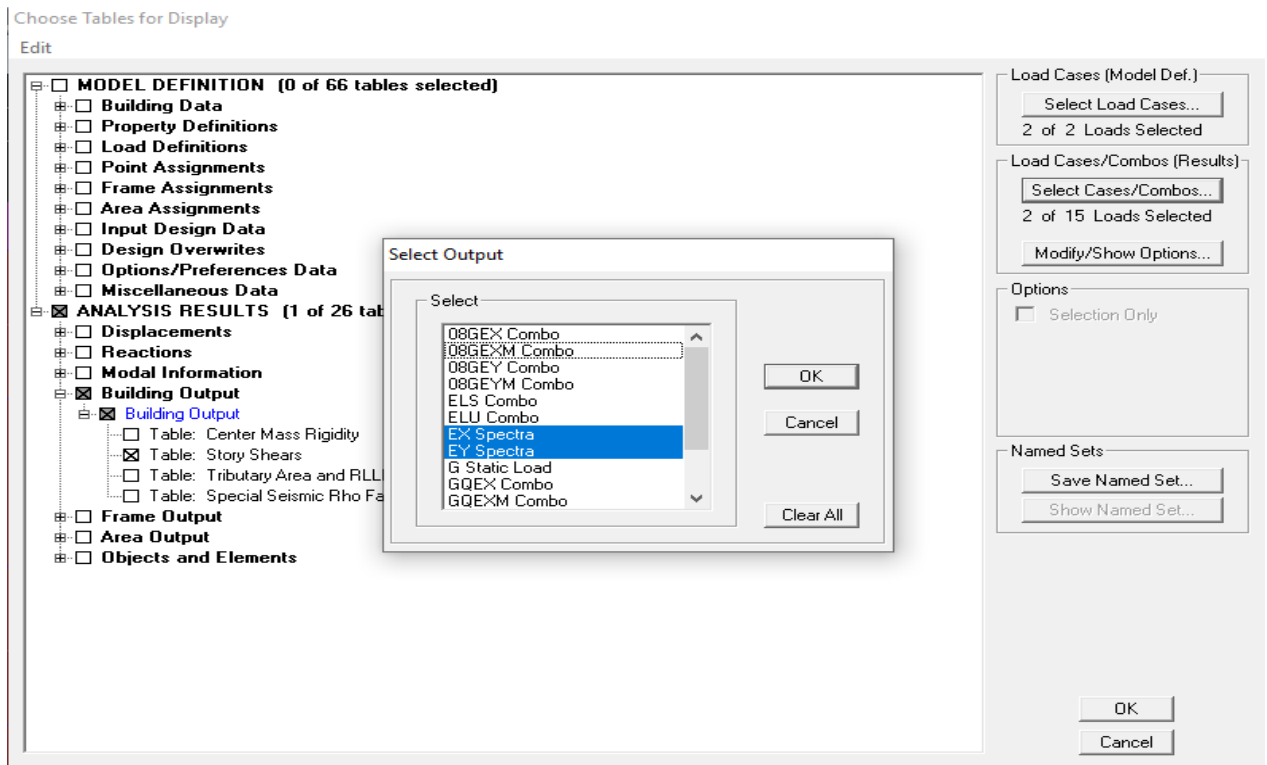
Donc: $W=18909.25KN$

MSE (RPA2003)	sensX		sensY	
Coefficient	A	0,15	A	0,15
	D	1,26	D	1,26
	Q	1,15	Q	1,15
	W	18909.25	W	18909.25
	R	5	R	5
Forces sismiques V(KN)	821.985		821.985	

➤ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display → *show tables* : on aura la fenêtre suivante



On selection **building output** → **table: story shears**

et on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant:

Story Shears

Edit View

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE 2	EY	Bottom	0,00	5,39	565,28	5008,214	5834,007	42,85
ETAGE 1	EX	Top	0,00	538,32	7,13	4083,047	44,447	5045,5
ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	538,62	7,15	4086,351	57,594	6507,5
ETAGE 1	EY	Top	0,00	5,49	613,56	5502,094	5834,007	42,85
ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	5,46	613,87	5504,929	7526,799	56,49
ESERV	EX	Top	0,00	1615,73	36,49	11961,266	57,594	6507,5
ESERV	EX	Bottom	0,00	583,79	8,67	4493,752	49,955	4884,2
ESERV	EY	Top	0,00	25,99	2027,74	18733,255	7526,799	56,49
ESERV	EY	Bottom	0,00	6,42	663,35	6027,761	5374,722	42,83
RDC	EX	Top	0,00	1023,15	48,32	8787,288	49,955	4884,2
RDC	EX	Bottom	0,00	648,29	10,27	5027,752	72,948	5018,1
RDC	EY	Top	0,00	56,30	1234,42	13184,751	5374,722	42,83
RDC	EY	Bottom	0,00	10,17	729,64	6656,709	5338,882	53,86
SOUS SOL	EX	Top	0,00	643,32	26,27	5128,642	72,948	5018,1
SOUS SOL	EX	Bottom	0,00	665,51	11,78	5155,407	65,152	5017,4
SOUS SOL	EY	Top	0,00	24,01	631,36	6383,568	5338,882	53,86
SOUS SOL	EY	Bottom	0,00	11,78	751,82	6838,669	5439,196	50,58

On choisit la valeur max : $V=1215.53KN$

➤ Comparaison des résultats des forces données par ETABS et la méthode statique :

	$V_{mse}(KN)$	$0.8V_{mse}(KN)$	$V_{etabs}(kN)$	$V_{etabs}>0.8V_{mse}$
Sens(x-x)	821.985	657.58	665.51	CV
Sens (y-y)	821.985	657.58	751.82	CV

4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec :

- ❖ N_d : Effort normal sismique ;
- ❖ B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

❖ Pour les poteaux 35X35 : $N_d= 80.41KN$

$$v = \frac{80.41 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.026 \leq 0.3 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

❖ Pour les poteaux 30x30 : $N_d= 42.7 KN$

$$v = \frac{42.7 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.019 < 0.3 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

❖ Pour les poteaux 25X25 : $N_d = 31.89 \text{KN}$

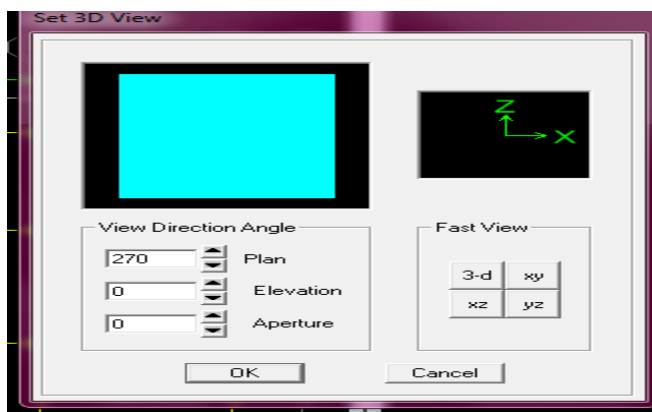
$$v = \frac{31.89 \times 10^3}{250 \times 250 \times 25} = 0.020 < 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

5. Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

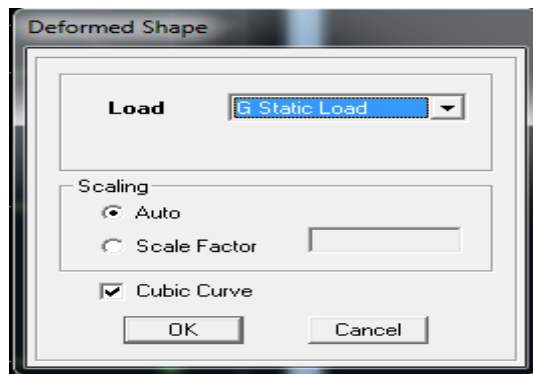
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

_View → set 3D view → une fenêtre apparaît on sélectionne XZ on met 0 pour Aperture

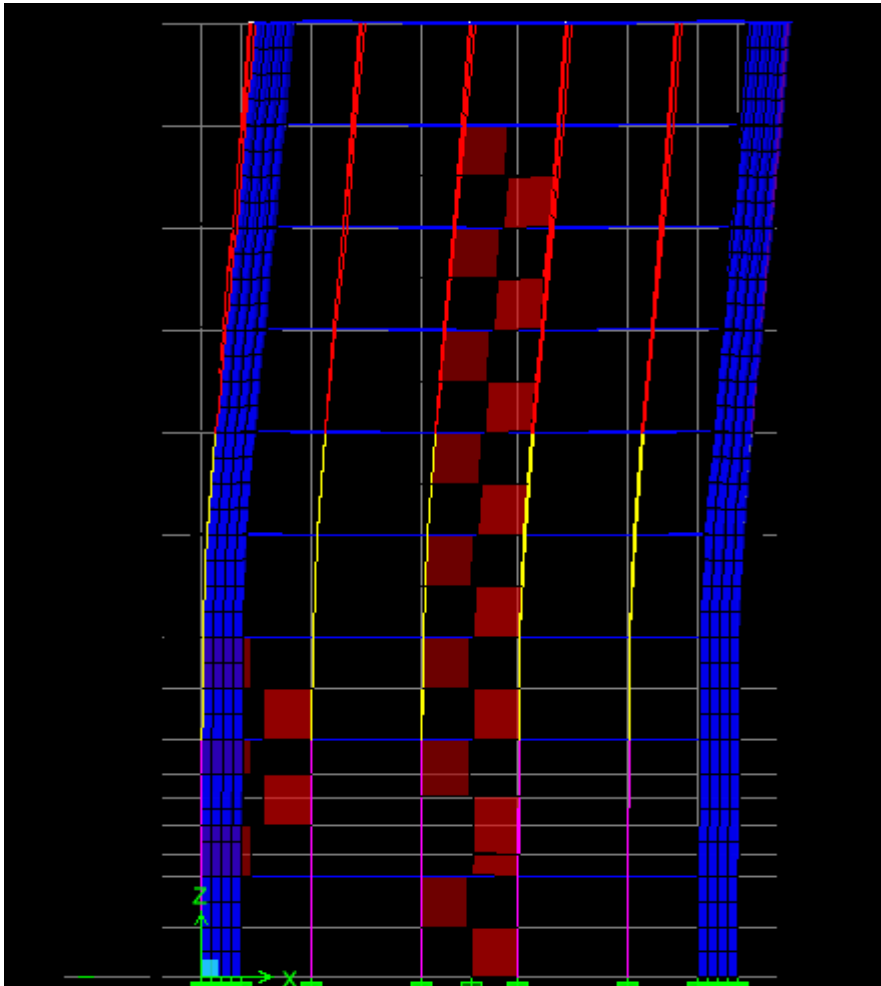


Ensuite → display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison E .



Ensuite **draw** → draw section cut

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Sens X-X :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates:

	X	Y
Start Point	-3,7536	1,0976
End Point	18,1853	1,0976

Resultant Force Location and Angle:

	X	Y	Z	Angle
	7,2159	1,0976	0,	0,

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces:

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	665,5141	11,7829	1,311E-09	665,5141	11,7829	1,311E-09
Moment	65,152	5017,48	4468,1286	65,152	5017,48	4468,1286

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,7536	1,0976
End Point	18,1853	1,0976

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,2159	1,0976	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	550,5833	11,719	13,8514	550,5833	11,719	13,8514
Moment	36,2111	5389,2184	3573,2098	36,2111	5389,2184	3573,2098

Close Refresh

On a 665.5141 → 100%

550.5833 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{550.5833 \times 100}{665.5141} = 82.73\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=**82.73%**
- ❖ Effort repris par les portiques=**15.44%**

Sens Y-Y :

De l'États on obtient les deux tableaux suivant :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,0072	1,3158
End Point	17,2576	1,1521

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,6252	1,234	0,	359,5131

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-5,957E-10	-9,182E-10	31103,6587	5,956E-10	9,182E-10	-30695,588
Moment	164812,429	12675,1894	3,501E-08	-162509,07	-12565,152	-3,501E-08

Close Refresh

The screenshot shows a software window titled "Section Cut Stresses & Forces". It contains three main sections:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:**
 - Start Point: X = -2,0072, Y = 1,3158
 - End Point: X = 17,2576, Y = 1,1521
- Resultant Force Location and Angle:**
 - X = 7,6252, Y = 1,234, Z = 0, Angle = 359,5131
 - Include: Floors, Beams, Braces, Columns, Walls, Ramps
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	47,7751	-183,8465	8778,6461	-47,7751	183,8465	-8714,859
Moment	44445,164	5069,3618	-481,2395	-44113,31	-5047,392	481,2395

Buttons: Close, Refresh

On a : 31103.6587 → 100%
8778.6461 → X

$$X = \frac{8778.6461 \times 100}{31103.6587} = 28.22\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=28.22%
- ❖ Effort repris par les portiques=71.77%

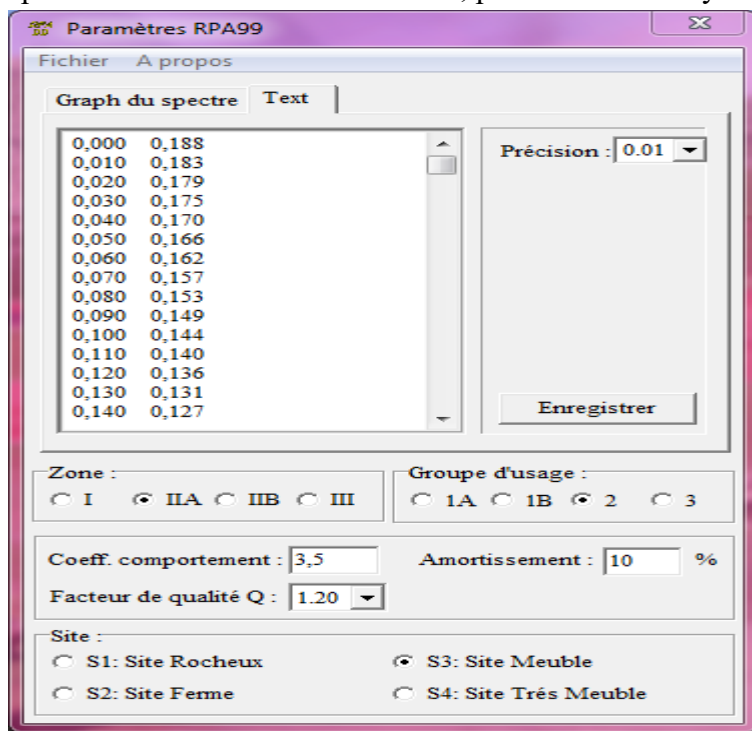
Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA 99 version 2003** :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous à amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.



6. Justification vis-à-vis des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. À moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement

- ❖ Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : (\text{RPA 99/version 2003 formule 4-19})$$

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

R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

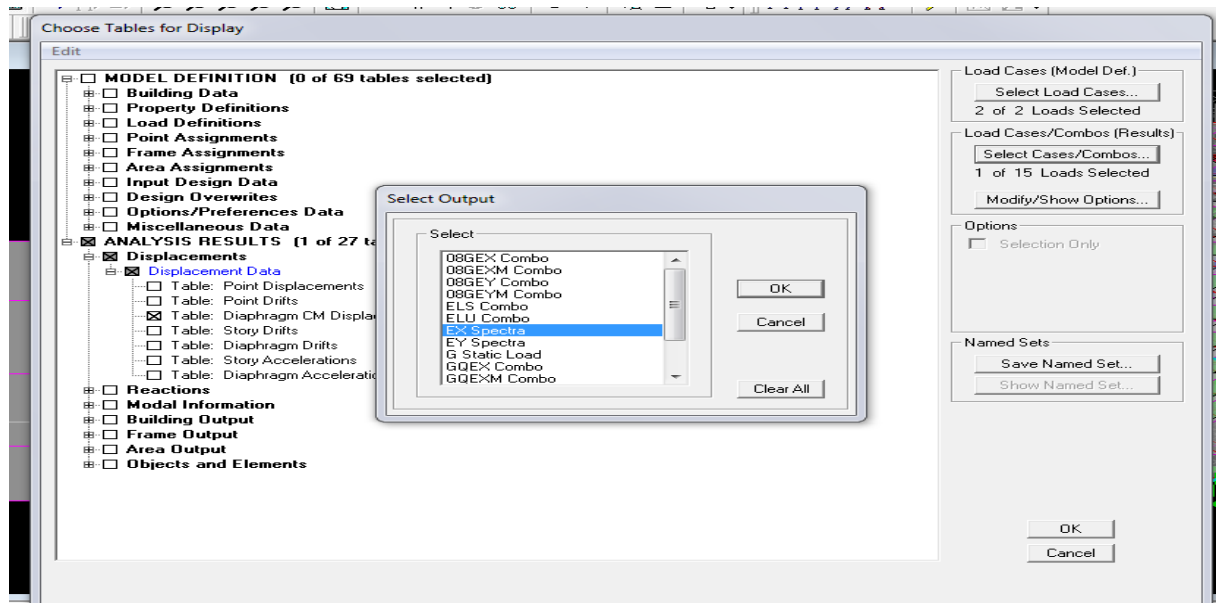
δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e : hauteur de l'étage courant

- **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select cases/combos → 2 fois sur **OK**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE6	D9	EX	0,0131	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00028
ETAGE 5	D8	EX	0,0109	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
ETAGE 4	D7	EX	0,0086	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ETAGE 3	D6	EX	0,0061	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
ETAGE 2	D5	EX	0,0037	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
ETAGE 1	D4	EX	0,0016	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ESERV	D3	EX	0,0005	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
RDC	D2	EX	0,0004	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
SOUS SOL	D1	EX	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : **Select cases/combos** → 2 fois sur **OK**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE6	D9	EY	0,0002	0,0102	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022
ETAGE 5	D8	EY	0,0002	0,0085	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
ETAGE 4	D7	EY	0,0001	0,0066	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ETAGE 3	D6	EY	0,0001	0,0047	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
ETAGE 2	D5	EY	0,0000	0,0029	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ETAGE 1	D4	EY	0,0000	0,0014	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ESERV	D3	EY	0,0000	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
RDC	D2	EY	0,0000	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
SOUS SOL	D1	EY	0,0000	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_x :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%H _e	conclusion
Etage 6	D9	EX	0.0131	5	0.0655	0.011	0.0306	CV
Etage 5	D8	EX	0.0109	5	0.0545	0.0115	0.0306	CV
Etage 4	D7	EX	0.0086	5	0.043	0.0125	0.0306	CV
Etage 3	D6	EX	0.0061	5	0.0305	0.012	0.0306	CV
Etage 2	D5	EX	0.0037	5	0.0185	0.0105	0.0306	CV
Etage 1	D4	EX	0.0016	5	0.008	0.007	0.0306	CV
Etage service	D3	EX	0.0005	5	0.0025	0.005	0.0306	CV
RDC	D2	EX	0.0004	5	0.002	0.0015	0.0408	CV
Sous-sol	D1	EX	0.0001	5	0.0005	0.005	0.0300	CV

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%H _e	conclusion
ETAGE 6	D9	EY	0.0102	5	0.051	0.0085	0.0306	CV
ETAGE 5	D8	EY	0.0085	5	0.0425	0.0095	0.0306	CV
ETAGE 4	D7	EY	0.0066	5	0.033	0.0095	0.0306	CV
ETAGE 3	D6	EY	0.0047	5	0.0235	0.009	0.0306	CV
ETAGE 2	D5	EY	0.0029	5	0.0145	0.0138	0.0306	CV
ETAGE 1	D4	EY	0.0014	5	0.007	0.0018	0.0306	CV
ETAGE SERVICE	D3	EY	0.0005	5	0.0025	0.0001	0.0306	CV
RDC	D2	EY	0.0003	5	0.0015	0.0001	0.0408	CV
SOUS-SOL	D1	EY	0.0001	5	0.00005	0.00005	0.0300	CV

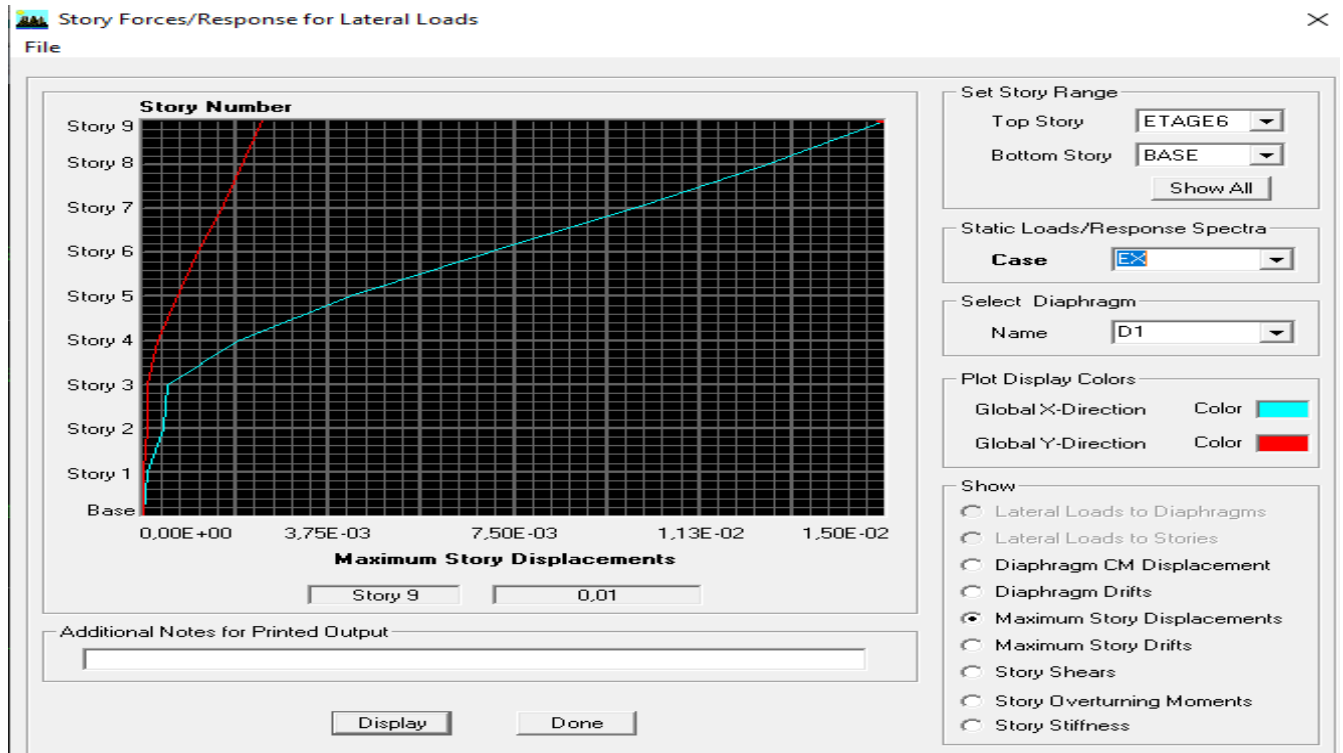
❖ Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91}) \quad \text{Avec : } f : \text{ la flèche admissible.}$$

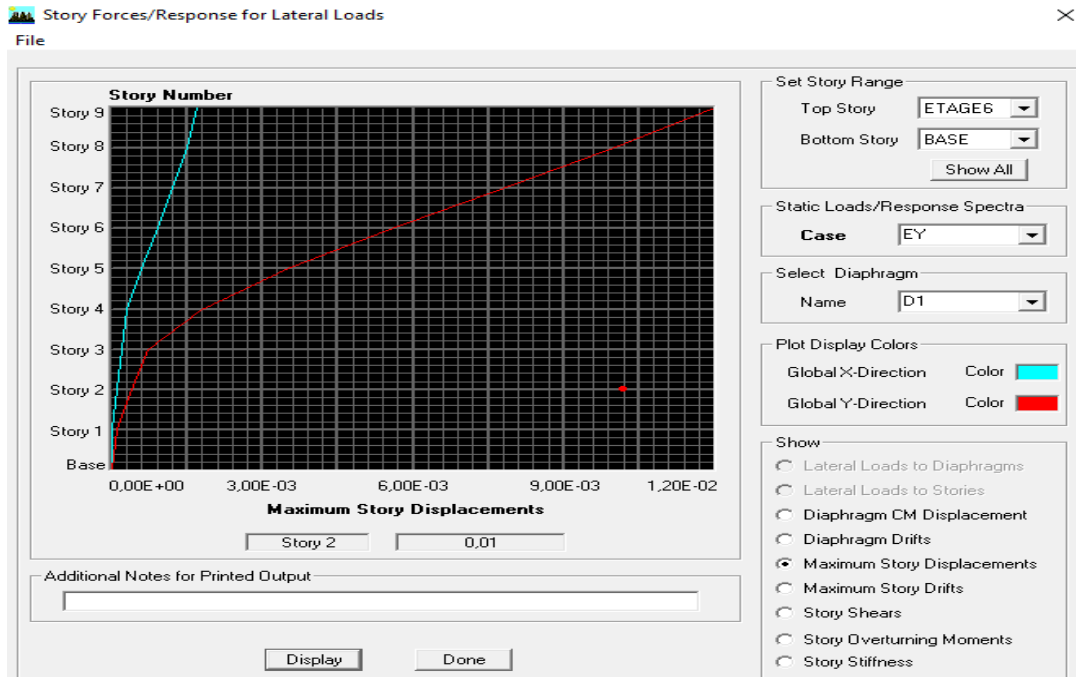
h_t : la hauteur totale du bâtiment

• Suivant E_x :



$$\delta_{\text{Max}} = 0.01\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{28.5}{500} = 0.057\text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant E_Y :



$$\delta_{\text{Max}} = 0.01\text{m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{28.5}{500} = 0.057 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

7. Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

h_k : hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ_{kx} [m]	V_x [kN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{ky} [m]	V_y [kN]	$V_y \times h$	Θ_y
ETAGE6	2159,5 7	0.011	207,11	633.76	0.0375	0.0085	228,48	699.15	0.0274
ETAGE 5	4240,2 9	0.0115	294,66	901.66	0.0541	0.0095	337,49	1032.72	0.0390
ETAGE 4	6321	0.0125	375,31	1148.45	0.0688	0.0095	426,87	1306.22	0.0460
ETAGE 3	8401,7 2	0.012	440,42	1347.69	0.0748	0.009	505,78	1547.69	0.0489
ETAGE 2	10532, 92	0.0105	491,27	1503.29	0.0736	0.0138	565,28	1729.76	0.0840
ETAGE 1	12664, 13	0.007	538,62	1648.18	0.0538	0.0018	613,87	1878.41	0.0121
ETAGE SERVICE	14761, 03	0.005	583,79	1786.40	0.0413	0.001	663,35	2029.85	0.0073
RDC	16964, 11	0.0015	648,29	2645.02	0.0096	0.001	729,64	2976.93	0.0057
SOUS-SOL	18909, 25	0.005	665,51	1996.53	0.0474	0.0085	751,82	2255.46	0.0071

Conclusion :

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output** → **Table: Story Shears**

→ on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois OK

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE6	EX	Bottom	0	207,11	4,29	1489,453	13,131	633,743
ETAGE 5	EX	Bottom	0	294,66	3,03	2120,808	20,699	1486,923
ETAGE 4	EX	Bottom	0	375,31	4,91	2718,323	23,482	2505,321
ETAGE 3	EX	Bottom	0	440,42	5,75	3244,457	33,518	3704,083
ETAGE 2	EX	Bottom	0	491,27	5,03	3689,607	44,447	5045,599
ETAGE 1	EX	Bottom	0	538,62	7,15	4086,351	57,594	6507,548
ESERV	EX	Bottom	0	583,79	8,67	4493,752	49,955	4884,256
RDC	EX	Bottom	0	648,29	10,27	5027,752	72,948	5018,184
SOUS SOL	EX	Bottom	0	665,51	11,78	5155,407	65,152	5017,48

Pour V_Y : De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey .

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE6	EY	Bottom	0	3,64	228,48	1996,855	699,143	11,132
ETAGE 5	EY	Bottom	0	2,48	337,49	2896,539	1696,641	14,033
ETAGE 4	EY	Bottom	0	5,14	426,87	3683,871	2883,169	20,396
ETAGE 3	EY	Bottom	0	4,15	505,78	4426,287	4272,933	31,544
ETAGE 2	EY	Bottom	0	5,39	565,28	5008,214	5834,007	42,854
ETAGE 1	EY	Bottom	0	5,46	613,87	5504,929	7526,799	56,497
ESERV	EY	Bottom	0	6,42	663,35	6027,761	5374,722	42,837
RDC	EY	Bottom	0	10,17	729,64	6656,709	5338,882	53,862
SOUS SOL	EY	Bottom	0	11,78	751,82	6838,669	5439,196	50,584

Pour P :

Mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE6	POIDS	Bottom	2159,57	0	0	0	13926,424	-15818,87
ETAGE 5	POIDS	Bottom	4240,29	0	0	0	27512,261	-31031,421
ETAGE 4	POIDS	Bottom	6321	0	0	0	41098,097	-46243,972
ETAGE 3	POIDS	Bottom	8401,72	0	0	0	54683,933	-61456,523
ETAGE 2	POIDS	Bottom	10532,92	0	0	0	68596,691	-77038,913
ETAGE 1	POIDS	Bottom	12664,13	0	0	0	82509,45	-92621,303
ESERV	POIDS	Bottom	14761,03	0	0	0	96510,144	-107472,86
RDC	POIDS	Bottom	16964,11	0	0	0	110688,623	-123101,363
SOUS SOL	POIDS	Bottom	18909,25	0	0	0	123280,473	-137389,044

8. Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical:

D'après le *RPA99 version 2003 (article 4.3.7)*, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit : C_M : centre de masse. C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

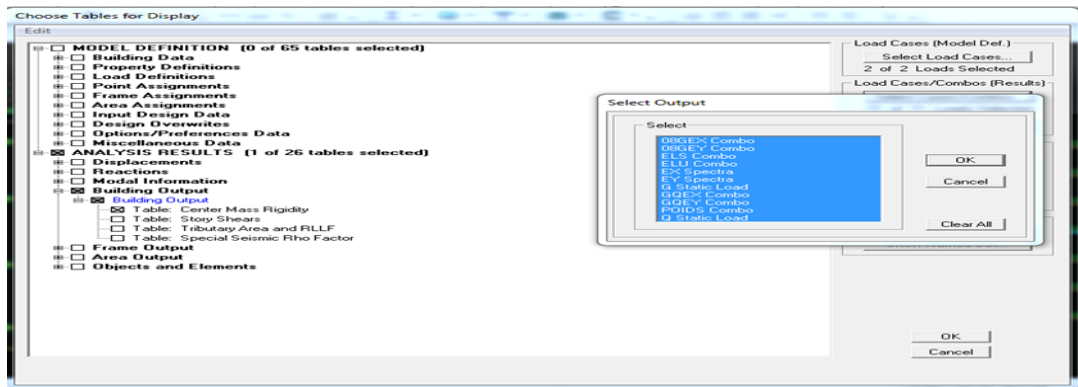
Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

Display→show tables → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS→building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → Center Mass Rigidity → OK → OK



On relève les valeurs des coordonnées des **deux** centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs.

Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Centre de masse		Centre de rigidité		excentricité théorique		Excentricité accidentelle		conclusion
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e_x	e_y	e_x	e_y	
Etage6	7.325	6,448	7,276	6,927	0.049	-0.479	0.85	0.79	cv
Etage5	7.320	6.402	7,255	6,94	0.065	-0.538	0.85	0.79	cv
Etage4	7,325	6,476	7,221	6,896	0.104	-0.42	0.85	0.79	cv
Etage3	7,325	6,476	7,154	6.8	0.171	-0.324	0.85	0.79	cv
Etage2	7,325	6,476	7,002	6.63	0.323	-0.154	0.85	0.79	cv
Etage1	7,325	6,476	6,606	6.311	0.719	0.165	0.85	0.79	cv
Etage service	7.231	6.811	5,907	5.893	1.324	0.918	0.85	0.79	Condition non vérifié dans le sens x-x
RDC	7.249	6.538	5,703	5.724	1.523	0.814	0.85	0.79	Condition non vérifié dans le sens x-x
Sous-sol	7.241	6.413	7,368	6.677	-0.127	-0.246	0.85	0.79	cv

Conclusion :

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour toutes les étages dans le sens y-y et la plupart des étages dans le sens x-x.

VI.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants

	Fe (MPa)	f _{c28} (MPa)	γ _b	γ _s	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : N_{max} – M_{corr}
- Effort normal minimal et moment correspondant : N_{min} - M_{corr}
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : M_{max} – N_{cor}

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

Combinaisons de calcul :

RPA.99/modifié 2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

BAEL.91/modifié 99 :

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

$$G + Q$$

Recommandation du RPA 99/Version 2003

Armatures longitudinales : (Art7.4.2.1 de RPA)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40∅ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doit être possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Section des poteaux [cm ²]	%Minimal d'armatures A_{min} = 0,8% bh [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante A_{max} = 4%. bh [cm ²]	Zone de recouvrement A_{max} = 6%. bh [cm ²]
35x35	9.8	49	37.5
30x30	7.2	36	54
25x25	5	25	37.5

Tableau VI.1.2 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

VI.1.1 Calcul de la section d'armature donné à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

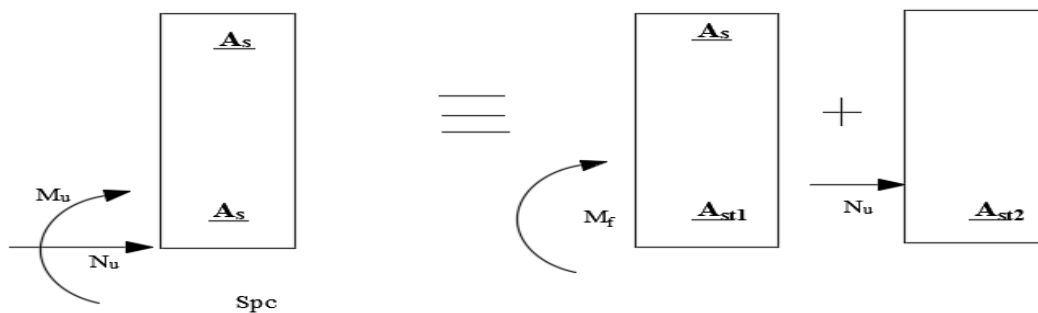
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).

Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

Calcul du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

1) Section partiellement comprimée (S.P.C)



Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bu} \rightarrow (A)$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c)$$

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0.392$ La section est simplement armée (SSA)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu_b > \mu_1 = 0.392$La section est doublement armée (SDA) donc il faut calculer A et A'

On calcule $M_r = \mu_1 \times b d^2 f_{bu}$

$$\Delta m = M_f - M_r$$

Avec :

Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

- La section d'armature sera :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

La section réelle d'armature ; $A_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') b h f_{bu} \rightarrow (B)$$

- Les sections d'armatures

Deux cas peuvent se présenter :

Si : $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

- La section d'armature sera :

$$A'_s = \frac{N - \psi . b . h . f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

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

N_u : effort de compression.

VI.1.2 Calcul du ferrailage des poteaux avec socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logicielle.

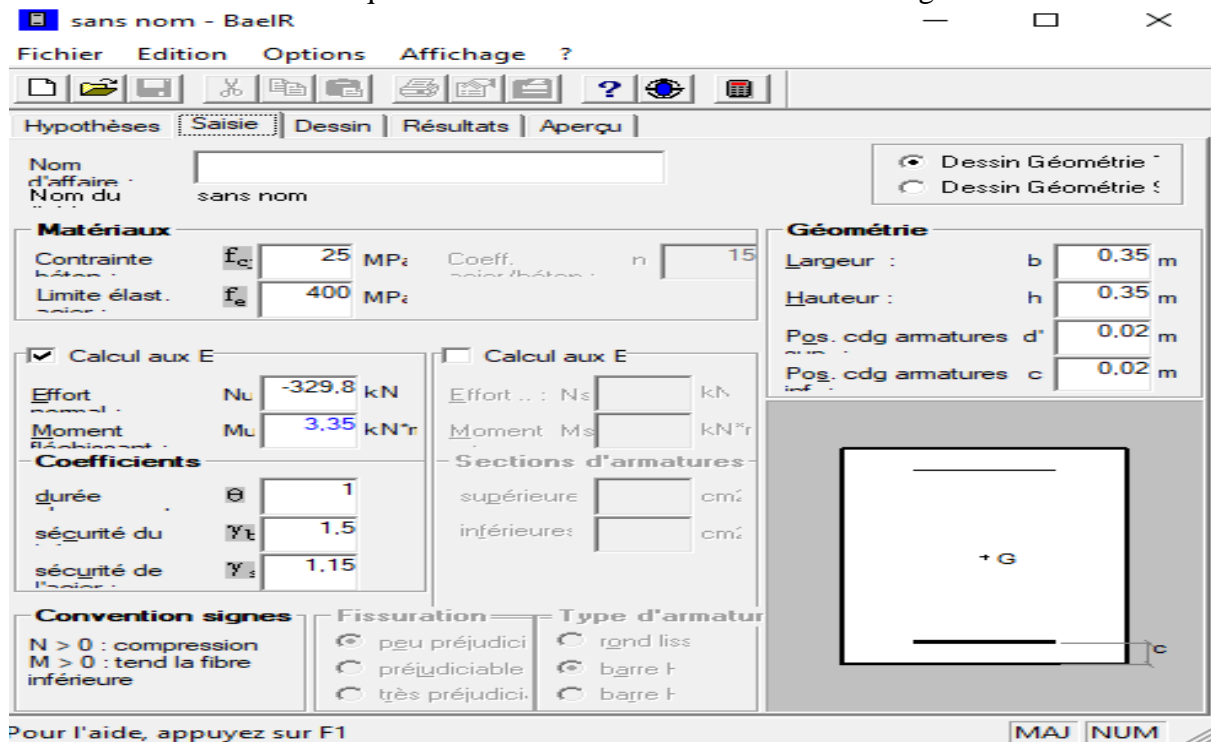
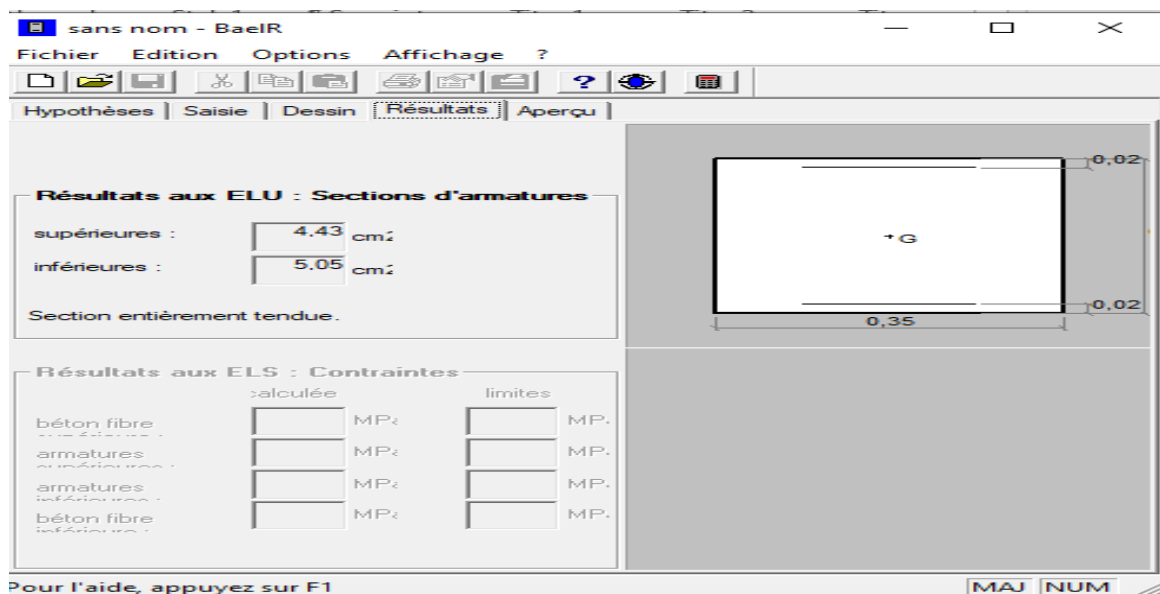


Fig.VI.1.2.1- caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats

Puis la fenêtre suivante s'affiche :



- Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux et leurs ferrillages longitudinaux sont résumés dans le tableau suivant :

zone	niveaux	section	Comb	N(KN)	M(KN.m)	Asup	Ainf	e (m)	h/2-c	Nature	OBS	AcNF (cm ²)	choix	Aadopte (cm ²)
I	S-SOL RDC	35x35	0.8G+E	N _{max} =329.8	M _{2COR} =3.348	4.43	5.05	0,01	0,155	SEC	SSA	4.7	4HA16 + 4HA14	14.2
					M _{3COR} =0,414	4.7	4.78	0,001	0,155	SEC	SSA	4.3		
			ELU	N _{min} =-1453.44	M _{2COR} =-0.329	0	0	0,0002	0,155	SEC	SSA	4.02		
					M _{3COR} =0.989	0	0	0,0006	0,155	SEC	SSA	4.1		
			G+Q+E	N _{cor} =-210.25	M _{2max} =37.017	0	0.31	0.2	0,155	SPC	SSA	5.53		
G+Q+E	N _{cor} =-288.04	M _{3max} =42.528	0	0	0.15	0,155	SEC	SSA	5.24					
II	Etage de service + 1er +2 ^{eme} étage+	30x30	0.8G+E	N _{max} =67.8	M _{2COR} =0.494	0.92	1.03	0,007	0,13	SPC	SSA	3.5	4HA14 + 4HA12	10.68
					M _{3COR} =0.145	0.96	0.99	0,002	0,13	SPC	SSA	3.9		
			ELU	N _{min} =-1085.74	M _{2COR} =-1.378	0	0	0.001	0,13	SEC	SSA	3.9		
					M _{3COR} =-1.263	0	0	0.001	0,13	SEC	SSA	3.9		
			G+Q+E	N _{cor} =-133.84	M _{2max} =48.874	0	3.5	0,37	0,13	SPC	SSA	4.54		
G+Q+E	N _{cor} =-205.54	M _{3max} =53.284	0	3.12	0,25	0,13	SPC	SSA	4.50					
III	3eme+4eme +5eme+6eme	25x25	0.8G+E	N _{max} =16.78	M _{2COR} =0.222	0.21	0.27	0.01	0,13	SpC	SSA	3.16	4HA12 + 4HA10	7.66
					M _{3COR} =-0.619	0.33	0.16	0.01	0,13	SpC	SSA	3.16		
			ELU	N _{min} =-619.23	M _{2COR} =0.662	0	0	0,20	0,13	SEC	SSA	3.18		
					M _{3COR} =-0.619	0	0	0,02	0,13	SEC	SSA	3.18		
			G+Q+E	N _{cor} =-38.76	M _{2max} =33.96	0	4.03	0.8	0,13	SPC	SSA	4.3		
G+Q+E	N _{cor} =-131.41	M _{3max} =36.974	0	3.3	0.28	0,13	SPC	SSA	4.18					

Tableau VI.1.3 : Pour chaque cas A adopté > Amin.....condition vérifiée.

Remarque

$$A \text{ adopté} > A_{\min RPA} = 0.8\% b h$$

VI.1.3 Les Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe

zone	section	A adopté	A _{minRPA}	observation
I	35X35	14.2	9.8	C.V
II	30X30	10.68	7.2	C.V
III	25X25	7.66	5	C.V

longitudinal. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales.

a) Diamètre des armatures transversales :

- Selon BAEL 91 (Art A8.1.3)

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

ϕ_1 : Est le plus grand diamètre des armatures longitudinale

- Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales :

b) Espacement des armatures transversales

Selon le RPA99 version 2003(Art 7.4.2.2)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit

✓ **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = \min(10; 15 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

✓ Dans la zone courante

$$S_t \leq \min(15\emptyset)$$

$$S_t \leq \min(15\emptyset) = \min(15 \times 1,2) = 18 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

\emptyset : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Conclusion : On adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

c) Exemple de calcul :

• Poteaux 35x35 : (sous-sol , RDC)

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$\rho = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 L_0$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

$$l_f = 0,7 \times 4.08 = 2,86 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{274.4}{35} = 8.17 > 5$$

D'où : $\rho = 2,5$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$$V_u = 16.04 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{14.2 \times 2,5 \times 100 \times 10^3}{350 \times 400 \times 10^2} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{14.2 \times 2,5 \times 150 \times 10^3}{350 \times 400 \times 10^2} = 0,43 \text{ cm}^2$$

Section des poteaux	T_u (KN)	b m	h_1 m	l_f m	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_t zone nodale (cm ²)	A_t zone courante (cm ²)
(35 x 35)	16.04	0,35	0,35	2,7	10	15	8.17	2,5	0,29	0,43
(30 x 30)	21,89	0,30	0,30	2.03	10	15	7.14	2,5	0,45	0.68
(25 x 25)	15.71	0,25	0,25	2.03	10	15	8.57	2,5	0,39	0.59

Tableau VI.1.4 : Tableau de ferrailage des armatures transversales

d) Longueur d'ancrage : (BAEL.91 /Article A.6.1.221).

- ✓ Pour le $\emptyset 16 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset 12 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

VI.1.4. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$	
35 x 35	$h' = \max(65.33; 35; 35; 60\text{cm})$	$h' = 65.33 \text{ cm}$
30 x 30	$h' = \max(48.33; 30; 30; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
25 x 25	$h' = \max(48.33; 25; 25; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.1.5 : Détermination des zones nodales.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poteaux

VI.1.5. Vérification des contraintes tangentielles :

Selon Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003 La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteaux	T_{\max}^u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
35 x 35	16.04	35	32,5	8.17	0,075	1,875	0,14	Condition vérifiée
30 x 30	21.89	30	27,5	7.14	0,075	1,875	0,26	Condition vérifiée
25 x 25	15.71	25	22,5	5,43	0,075	1,875	0,28	Condition vérifiée

Tableau VI.1.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

VI.1.6. Ancrage des armatures (longueur de scellement)

(Art 6.1.2.2 /BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les $\emptyset 16$: $L_s = 56,44 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset 12$: $L_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $l_a = 0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les \varnothing_{16} : $L_a = 22,58 \text{ cm}$.
- Pour les \varnothing_{12} : $L_a = 16,93 \text{ cm}$.

VI.1.7. Vérifications à l'ELS :

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s\text{ad}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 f_{t28} e_s - 0,455 \times d}{f_e e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS (selon M_2) :**

SECTION	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	$\sigma_{bc \text{ sup}}$ (Mpa)	$\sigma_{bc \text{ inf}}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{s \text{ sup}}$ (Mpa)	$\sigma_{s \text{ inf}}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	obs
35x35	N _{max} -M _{2COR}	-196,09	0.332	10.67	1.3	1.24	15	19.4	18.7	348	vérifiée
	N _{min} -M _{2COR}	-1063.4	1,357	10.67	7	6.76	15	104.8	101.7	348	vérifiée
	M _{2max} -N _{COR}	-496.46	12.85	10.67	4.33	2.1	15	63	33.4	348	vérifiée
30x30	N _{max} -M _{2COR}	-95.29	-0.197	9.04	0.79	0.84	15	11.9	12.5	348	vérifiée
	N _{min} -M _{2COR}	-800.24	-1.509	9.04	6.63	7.03	15	99.9	105.1	348	vérifiée
	M _{2max} -N _{COR}	-528.05	-13.744	9.04	2.69	6.33	15	44	91.3	348	vérifiée
25x25	N _{max} -M _{2COR}	-22.96	0.222	10.67	0.28	0.2	15	4.16	3.13	348	vérifiée
	N _{min} -M _{2COR}	-456.97	-0.966	10.67	5.01	4.66	15	74.8	70.3	348	vérifiée
	M _{2max} -N _{COR}	-40.76	-10.723	10.67	0	2.6	15	-32.7	32.8	348	vérifiée

Tableau VI.1.8.1 : Vérification des contraintes à l'ELS (selon M_2)

❖ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M3) :

SECTION	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	$\sigma_{bc\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{bc\ inf}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{s\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{s\ inf}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	obs
35x35	N _{max} -M _{3COR}	-196.09	0.086	10.67	0.86	0.85	15	12.8	12.7	348	vérifiée
	N _{min} -M _{3COR}	-1063.4	-0,819	10.67	6.81	6.95	15	102.3	104.1	348	vérifiée
	M _{3max} -N _{COR}	-712.23	8.031	10.67	5.31	3.91	15	78.4	59.9	348	vérifiée
30x30	N _{max} -M _{3COR}	-95.29	0.064	9.04	0.82	0.81	15	12.3	12.1	348	vérifiée
	N _{min} -M _{3COR}	-800.24	-0.69	9.04	6.74	6.92	15	101.3	103.7	348	vérifiée
	M _{3max} -N _{COR}	-326.35	15.845	9.04	4.88	0.69	15	69.1	14.5	348	vérifiée
25x25	N _{max} -M _{3COR}	-22.96	0.226	10.67	0.28	0.2	15	4.17	3.12	348	vérifiée
	N _{min} -M _{3COR}	-456.79	-0.099	10.67	4.82	4.85	15	72.3	72.7	348	vérifiée
	M _{3max} -N _{COR}	-63.85	16.781	10.67	4.07	0	15	51.3	-51.2	348	vérifiée

Tableau VI.1.8.2: Vérification des contraintes à l'ELS (selon M3)

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.2. Les poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

1.35 G + 1.5 Q	ELU
G + Q	ELS
G + Q + Ex, y	(5.1 RPA 99/2003)
0.8 G ± Ex, y	(5.2 RPA 99/2003)

VI.2.1. Recommandation du RPA version 2003 :

a. Armature Longitudinale [art 7.5.2.1 RPA/Ver2003]:

	%Minimal d'armatures $A_{\min} = 0,5\% bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%bh$ [cm ²]
Poutre principale 25×30	3.75	30	45
Poutre secondaire 20×30	3	24	36

La longueur de recouvrement est de : **40Φ (zone IIa)**

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b. Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \longrightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

ϕ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

c. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

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

Pour les FeE400 :

Si $\mu_b < \mu_l \rightarrow$ Section simplement armée

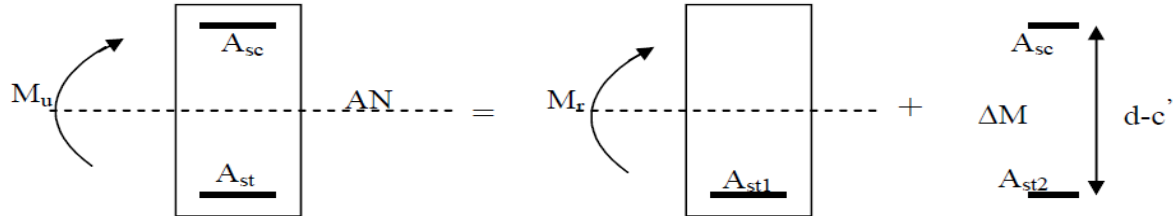
Si $\mu_b > \mu_l \rightarrow$ Section doublement armée

Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

Si $\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Section avec armatures comprimées ($A' \neq 0$) : $\mu_b > \mu_l = 0,392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

VI.2.2. Calcul du ferrailage

1. Armatures longitudinales :

- Etude des poutres principales :

En travée :

$$M_t = 29.055$$

$$\text{KN.m; } h = 30 \text{ cm; } b = 25 \text{ cm; } c = 2 \text{ cm; } d = h - c = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{29.055 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,945$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.055 \times 10^2}{0,945 \times 28 \times 34,8} = 3.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 3HA14 $\Rightarrow A_{ad} = 4.62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$M_A = 40.397 \text{ KN.m; } h = 30 \text{ cm; } b = 20 \text{ cm; } c = 2 \text{ cm; } d = h - c = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{40.397 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,144 < \mu_l = 0,932$$

$$\beta = 0,922$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40.397 \times 10^2}{0,907 \times 28 \times 34,8} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 3HA14 $\Rightarrow A_{ad} = 4.62 \text{ cm}^2$.

Poutre	Comb	zone	M (KN.m)	μ	OBS	β	A_{cnv} (cm ²)	A_{Cal} [cm ²]	A_{Adpt} [cm ²]	Chois des armature
Poutre Principale (25x30)	ELU	Travée	29.055	0.104	S.S.A	0.945	0.845	3.14	4.62	3HA14
	GQE	Appuis	-68.784	0,247	S.S.A	0.856	0.845	8.25	9.24	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)

• Etude des poutres Secondaire :

Poutre	Comb	Zone	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_{cnf} (cm ²)	A_{Cal} [cm ²]	A_{Adpt} [cm ²]	Chois des armature
Poutre Secondaire (20x30)	ELU	Travée	24.722	0.110	S.S.A	0.942	0.676	2.7	3.39	3HA12
	GQE	Appuis	-45.426	0,204	S.S.A	0.885	0.672	5.27	5.65	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)

2. Armature transversales

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3.k.f_{tj}}{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \Longleftrightarrow \quad A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3.k.f_{tj})b.S_t}{0.8f_e}$$

Avec :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

➤ **Vérification au cisaillement** : (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = \min(3.25MPa ; 5MPa)$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

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

➤ **Poutre principale :** $\tau_u = \frac{64.61 \cdot 10^3}{250 \cdot 280} = 0.923 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$

Condition vérifiée

Zone nodale

$$A_t \geq \frac{(0.923 - 0.3 \times 1 \times 2.1)25 \times 5}{0.8 \times 400} = 0.114 \text{ cm}^2$$

Zone courante

$$A_t \geq \frac{(0.923 - 0.3 \times 1 \times 2.1)25 \times 15}{0.8 \times 400} = 0.34 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutre secondaire :** $\tau_u = \frac{70.55 \cdot 10^3}{200 \cdot 280} = 1.26 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$

Condition vérifiée

Zone nodale

$$A_t \geq \frac{(1.26 - 0.3 \times 1 \times 2.1)20 \times 5}{0.8 \times 400} = 0.19 \text{ cm}^2$$

Zone courante

$$A_t \geq \frac{(1.26 - 0.3 \times 1 \times 2.1)20 \times 15}{0.8 \times 400} = 0.59 \text{ cm}^2$$

	Poutre	St (cm)		Esp	A _t (cm ²)	Ferraillage
Plancher corps Creux	Poutre Principale (25x30)	Zone nodale St ≤ min(h/4; 12φ)	St ≤ min(7.5 ; 16,8)	St = 10	0,14	4HA8=2,01
		Zone courante St ≤ (h/2)	St ≤ 15	St = 15	0.34	
	Poutre Secondaire (20x30)	Zone nodale St ≤ min(h/4; 12φ)	St ≤ min(7.5 ; 14,4)	St = 10	0,19	4HA8=2,01
		Zone courante St ≤ (h/2)	St ≤ 17,5	St = 15	0.59	

3. Délimitation de la zone nodale et courante

➤ **Zone nodale**

L' = 2 × h Avec : h : hauteur de la poutre

On aura :

L' = 2 × 30 = 60 cm. Poutres principales de (25 × 30)

L' = 2 × 30 = 60 cm. Poutres secondaires de (20 × 30)

➤ **Zone courante :**

$$L_{\text{Courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$$

VI.2.3. Vérifications à l'ELU :

- ❖ Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91) :

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

Poutre principales

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutre secondaires

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot 20 \cdot 28 \cdot 2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21)

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u ; prise égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Poutre principale :** $\tau_u = \frac{64.61 \cdot 10^3}{250 \cdot 280} = 0.923 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$

Condition vérifiée

➤ **Poutre secondaire :** $\tau_u = \frac{70.55 \cdot 10^3}{200 \cdot 280} = 1.26 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$

Condition vérifiée

- ❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32)

- Influence sur le béton :

$$T_{u^{\text{max}}} \leq \overline{T_{u^{\text{max}}}} = 0.4 \times \frac{0.9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$\overline{T_{u^{\text{max}}}} = 0.4 \times \frac{0.9 \cdot 0.25 \cdot 0.28 \cdot 25 \cdot 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{u^{\text{max}}} = 64.61 \text{ KN} < \overline{T_{u^{\text{max}}}} = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires:**

$$\overline{T_{u^{\text{max}}}} = 0.4 \times \frac{0.9 \cdot 0.20 \cdot 0.28 \cdot 25 \cdot 10^3}{1.5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_{u^{\text{max}}} = 70.55 \text{ KN} < \overline{T_{u^{\text{max}}}} = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Influence sur les armatures longitudinales :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}\right) > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}\right)$$

➤ **Poutres principales :** $M_u=29.055$ KN.m

$$64.61 - \frac{29.055}{0,9 \cdot 0,28} = -50.69 < 0$$

➤ **Poutres secondaires:** $M_u=51.365$ KN.m

$$70.55 - \frac{24.722}{0,9 \cdot 0,280} = -27.55 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est:

$$\tau_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

avec $\Psi_s=1,5$ pour les aciers HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U} \quad \text{Avec} \quad \sum U : \text{le périmètre des aciers}$$

$$\sum U = 3 \pi \phi$$

➤ **Poutres principales :**

$$\sum U = 3HA12 = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{64.61 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,9} = 1,94 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition d'adhérence est vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$\sum U = 3HA12 = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.55 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113} = 2,48 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition d'adhérence est vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des aciers**

- Condition d'équilibre

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

avec

Pour $\Phi 12$: $l_s = 42.33$ cm

Pour $\Phi 14$: $l_s = 49.38$ cm

Les règles du BAEL (Art.6. A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à '0.4 l_s ' pour les aciers H.A.

Pour $\Phi 12$: $l_a = 16.93$ cm

Pour $\Phi 14$: $l_a = 19.75$ cm

- Selon le (A.2.12/ BAEL91 modifié 99), le diamètre des armatures transversales

➤ **Poutres principales :**

Φ_l : étant le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8.57, 14, 25 \} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8.75 \text{ mm}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8.75; 12; 20 \} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8.75 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre et un étrier Soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ pour toutes les poutres

VI.2.3 Vérifications à l'ELS :

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K.

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec

A : armatures adoptées

- Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :
 - **Poutres principales :(25x35)**

		$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{ELU})$	ρ	β_1	K_1	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{MPa})$	OBS
PP	Appuis	20.959	4.62	0.66	0.881	27.02	183,91	6.80	15	OK
	Travées	-29.53	9.42	1,346	0.845	17.26	132,49	7.68	15	OK

Tableaux VI.2.3. Vérifications à l'ELS pour les pp

- **Poutres secondaires :(25x30)**

		$M_s(\text{KN.m})$	$A_s(\text{ELU})$	ρ	β_1	K_1	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma_{bc}}(\text{MPa})$	OBS
PS	Appuis	17.977	3.39	0.605	0.885	28.48	214	7.51	15	OK
	Travées	-40.148	5.65	0,955	0.863	21.50	311.14	14,47	15	OK

Tableaux. VI.2.3 . Vérifications à l'ELS pour les PS

- **État limite de déformation (flèche)**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

VI.2.4 Calcul de la flèche :

Les règles du BAEL (Art B.6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associées au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites **Sens (x-x') : $f=0.5 \text{ cm}$**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

$$f = 0.5 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0.6 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$$

- **Sens (y-y') : $f=0.4 \text{ cm}$**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

$$f = 0.4 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$$

⇒ **La flèche est vérifiée.**

V.3. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée. Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

V.3.1. Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, Cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure Considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

V.3.2 Méthode de calcul

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

V.3.2.1. Excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

VI.3.2.2. Calcul de la hauteur utile d

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

- a. La 1^{er} consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres).

Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la 2^{eme} option.

- b. La 2^{eme} consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la Zone d'extrémité(L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à L'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut Calculer les armatures liées à cette zone

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette Zone d'extrémité, alors on passe à la 3^{eme} option.

- c. La 3^{eme} option consiste à disposées toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur lt). Déterminer leur centre de gravité et calculer le Ferrailage correspondant

V.3.3 La longueur de la zone tendue.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

B : Section du béton

I: Moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

y: Bras de levier $y = \frac{L}{2}$

V.3.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

V.3.5 Ferrailage

A. Armatures verticales

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

$$A_s = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

B. Armatures horizontales

Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de

10∅

- ✓ $A_H \geq 0.15\%B$
- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser

$\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4)

$$A_H = \frac{Av}{4}$$

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticales sous l'action de la compression d'après **L'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003** les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

D. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1.4 T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

IL faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de Celle-ci est $\geq 4 AH 10$

F. Espacement Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes.

$$S_t \leq 1.5a \quad , \text{ Avec : } a=15 \text{ cm : épaisseur du voile.}$$

$$S_t \leq 22.5$$

Dans notre cas :

$$S_t = \min\{22.5 \text{ cm} , 30 \text{ cm} \} = 22.5 \text{ cm}$$

G. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.6 Vérifications :

Exigence de RPA

Zone tendue : $A_t \geq 0.2\%bl_t$ (Art 7.7.4.1)

Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\%B$ (Art 7.7.4.2)

Zone courante :

On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante

$$A_{\min} = \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

V.3.7 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec

N_s : effort normal applique $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

V.3.8 Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99 version 2003 (Art 7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

Avec: $\bar{V} = 1.4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right); \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

V.3.9. Exemple de calcul :

❖ Calcul du VL1 de la zone 1(SOU-SOL) : (cas accidentelle)

➤ Caractéristiques géométriques :

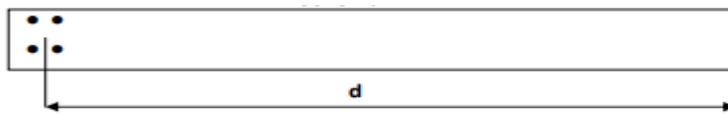
$$L=1.1 \text{ m} ; B = b \times L = 0.15 \times 1.1 = 0.165 \text{ m}^2 ; I = \frac{bL^3}{12} = \frac{0.15 \times 1.1^3}{12} = 0.016 \text{ m}^4 ; v=v'=0.55 \text{ m}$$

➤ Les sollicitations :

$$N_u = -644,82 \text{ KN (Compression)} \quad M_u = 1100,341 \text{ KN.m} ; V = 552.52 \text{ KN}$$

➤ La hauteur utile d :

- 1^{er} cas il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).



➤ Calcul la hauteur utile(d) :

$$\text{Avec : } d = L - (\text{CDG des armatures du potelet}) = 110 - (5+4) = 101 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1100,341}{644,82} = 1.706 \text{ m} > \frac{l}{2} - c = \frac{1.1}{2} - 0.05 = 0.5 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

➤ Déterminer des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{644,82}{0.165} + \frac{1100,341 \times 0.55}{0.165} = 7575.8 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{644,82}{0,165} - \frac{1100,341 \times 0,55}{0,165} = 240,19 \text{ KN.m}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de zone tendue :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{7575,8}{7575,8 + 240,19} \times 1,1 = 0,969 \text{ m}$$

➤ **Espacement :**

En zone courante $D \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$; Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante
Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet) .

➤ **Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :**

$$M_t = M - N(d - L/2) = 1100,341 - 644,82(1,01 - \frac{1,1}{2}) = 810,172 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 810,172 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage du voile :**

▪ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{810,172 \times 10^2}{15 \times 101^2 \times 2,1} = 0,257 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,848$$

☞ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

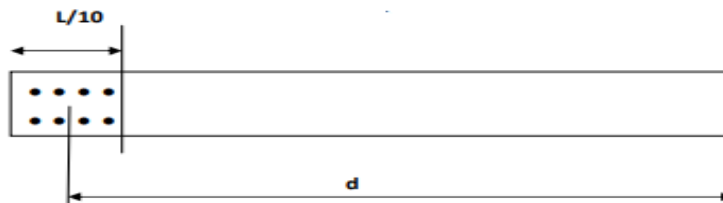
$$A_v = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \left(\frac{810,172}{0,848 \times 1,01 \times 400} - \frac{644,82}{400} \right) \times 10 = 7,52 \text{ cm}^2$$

Soit (4HA16) = 8,04 cm²

Remarque : dans ce cas la longueur $L=10\text{cm}$ n'est pas suffisante pour placée la section d'armature verticale, donc nous sommes amenés à la répartir sur la longueur $L=L/10=11\text{cm}$.

▪ **2^{ème} cas:**

Il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).



➤ **Calcul la hauteur utile(d) :**

$$\text{Avec } d = L - [(L/10)/2] = 110 - (5,5+5) = 109,5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1100,341}{644,82} = 1,706 \text{ m} > \frac{l}{2} - c = \frac{1,1}{2} - 0,05 = 0,5 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

➤ **Déterminer des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{644,82}{0,165} + \frac{1100,341 \times 0,55}{0,165} = 7575,8 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{644,82}{0,165} - \frac{1100,341 \times 0,55}{0,165} = 240,19 \text{ KN.m}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de zone tendue :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{7575,8}{7575,8 + 240,19} \times 1,1 = 0,969 \text{ m}$$

➤ **Espacement :**

En zone courante $D \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$; Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante
Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet).

➤ **Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :**

$$M_t = M - N(d - L/2) = 1100,341 - 644,82(1,095 - \frac{1,1}{2}) = 715,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 715,52 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage du voile :**

▪ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{715,52 \times 10^2}{15 \times 109,5^2 \times 2,1} = 0,189 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,895$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

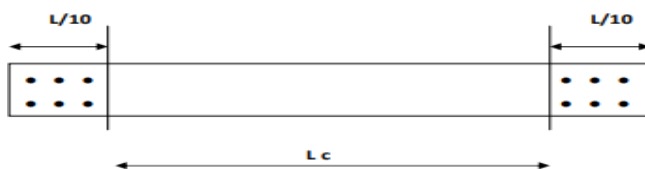
$$A_v = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \left(\frac{715,52}{0,895 \times 1,01 \times 400} - \frac{644,82}{400} \right) \times 10 = 5,32 \text{ cm}^2$$

Soit (4 HA 14) = 6,16 cm² Avec $S_t = 11 \text{ cm}$.

➤ **Calcul des armatures verticales dans tout le voile :**

▪ **Dans la zone courante :**

Détermination de la zone courante : L_c



$$L_c = L - 2 \times (L/10) = 110 - 2 \times 11 = 88 \text{ cm} = 0,88 \text{ m}$$

$$A_{vc} = 0,10\% \times B_c$$

Avec :

$$B_c = L_c \times b$$

b: la section de la zone courante.

$$Bc = 0.88 \times 0.15 = 0.132 \text{ m}^2 = 1320 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vc} = 0.001 \times 1320 = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit : (6HA16) = 12.06 cm² Avec **St** = 16 cm

▪ **Dans la zone tendue :**

Pour L/10 on adopte (4HA16) = 6.16 cm²

Pour L_t-L/10 = 85.9 cm on adopte (4HA12) = 4.52 cm²

▪ **Armatures de coutures :** $A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e}$; Avec: $\bar{T} = 1,4V_u$

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1,1 \frac{773.52 \times 10}{400} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total tendu}} = 20/4 + 6.16 + 4.52 = 15.68 \text{ cm}^2$$

▪ **Section minimale pour la zone tendue**

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$$A_{\text{total tendu}} \geq A_{\text{tendu min}} = 0.2\%b \times L_t$$

$$A_{\text{tendu min}} = 0.2\%b \times L_t = 0.2/100 \times 0.15 \times 0.969 = 2.91 \text{ m}$$

$$A_{\text{total tendu}} = 15.68 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{tendu min}} = 2.91 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

· **Section minimale dans tout le voile (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003)**

$$A_{\text{total de voile}} \geq A_{\text{min de voile}} = 0.15\%b \times L$$

$$A_{\text{total voile}} = 6.16 \times 2 + 12.06 = 24.38 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min de voile}} = 0.15\%0.15 \times 1.1 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total de voile}} = 24.38 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min de voile}} = 2.4 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

▪ **Armatures horizontales/nappe :**

$$A_H \geq \max \left(\frac{Av}{4}; 0,15\% \times B \right)$$

$$A_H \geq \max \left(\frac{28.4}{4}; 0,15\% \times 0.165 \right) = (6.09 ; 0.24)$$

$$A_H \geq 6.09 \text{ cm}^2$$

En adopte AH=(20HA10) = 15.71 cm² avec st= 15 cm

▪ **Armature transversale**

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

V.3.10. Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} = \frac{2251.48 \times 10}{165 + 15 \times 48.98} = 0.19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA 99 version

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} = \frac{1.4 \times 552.52}{0.15 \times 165 \times 10^3} = 1.15 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.15 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

▪ D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{552.52}{0.15 \times 0.9 \times 1.09 \times 10^3} = 3.08 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 3.26 \text{MPa}; \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.79 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

L'ensemble des calculs sont donné sous forme de tableaux

- Zone I : sous-sol
- ZoneII : RDC
- ZoneIII : étage de service, 1^{er} et 2^{eme} étage
- ZoneIV : 3^{eme} et 4^{eme} et 5^{eme} et 6^{eme}

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.1	1.1	1.1	1.1
	b(m)	0.15	0.15	0.15	0.15
	B (m ²)	0,165	0,165	0,165	0,165
	I(m ⁴)	0,016	0,016	0,016	0,016
	L/10 (m)	0.11	0,11	0,11	0,11
Sollicitation de calcul	T (KN)	552.52	422.3	375,52	358.84
	T'=1,4*T (KN)	730,74	591.22	525,73	502.37
	N (KN)	-644.82	-594.53	-523.68	-478.88
	M(KN.m)	1100.341	954.81	823.67	794.14
	e(m)	-1.70	-0.62	-0.63	-0.60
	OBS	SPC	SPC	SPC	SPC
	σ_{max} (KN/m ²)	7575.8	6283.10	5978.32	5564.87
	σ_{min} (KN/m ²)	-240.19	-198.37	-146.55	-122.85
	Lt (m)	0.969	1.066	1,35	1,55
	D (m)	1.095	1.095	1.095	1.095
	Mt (KN.m)	715.52	630.63	538.26	533.15
	Armatures verticales	Av1 (L/10) (cm ²)	5.32	4.52	4.52
Av/zone c (cm ²)		2.32	2.32	1.3	1.3
Av/adopté zone c (cm ²)		12.06	12.06	12.06	12.06
Av2 (Lt-L/10) (cm ²)		8.04	8.04	8.04	8.04
Ferrailage adopté Pour les armatures verticales	A'v1 adoptée (cm ²)	6.16	6.16	4.52	4.52
	A'v2 adoptée (cm ²)	8.04	8.04	8.04	8.04
	choix de A'v1	4HA14	4HA14	4HA12	4HA12
	choix de A'v2	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10
	espacement minimal (cm)	20	20	20	20
	St de A'v1 (cm)		16	16	16
	St de A'v2 (cm)	16	15	15	15
Section totale	A total tendu (cm ²)	19.2	19.02	18.99	19.85
	A total du voile (cm ²)	24.38	24.05	23.78	23.72
Armatures minimales	A min tendu (cm ²)	2.91	2.88	2.82	2.79
	A min total (cm ²)	2.4	2.2	1.9	1.5
	A min zone courante cm ²)	5,6	5,6	5,68	5,76
Armatures horizontales	A H/nappe (cm ²)	6.09	6.09	5.9	5.2
	A H adoptée (cm ²)	9.05	9.05	9.05	9.05
	choix de la section	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10
	Espacement (cm2)	15	20	15	15
Armatures transversales	A T adoptée	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification Des Contraintes	$\tau_b(adm)=5Mpa > \tau_b$	1,15	0,88	0,82	0,80
	$\tau_u(adm)=3,26Mpa > \tau_u$	0,74	0,57	0,52	0,48
	Ns (KN)	-2251.48	-1968.34	-1690,26	-1007,28
	$\sigma_b(adm)=15Mpa > \sigma_b$	0.19	0.14	0.11	0.09

TABLEAU V.3.10.1 : Ferrailage de voile longitudinale (VL)

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	L (m)	2	2	2	2
	b(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3	0,3
	I(m ⁴)	0,0620	0,0620	0,0620	0,0620
	L/10 (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
Sollicitation de calcul	T (KN)	542,14	528,37	421,52	282,89
	T'=1,4*T (KN)	758,996	739,718	590,128	396,046
	N (KN)	-360	-317,65	-305,98	-260,39
	M(KN.m)	574,65	560,31	436,52	375,65
	e(m)	-1,5962	-1,7639	-1,4266	-1,4426
	OBS	SPC	SPC	SPC	SPC
	σ_{max} (KN/m ²)	17356,5171	17031,0307	11832,4844	9245,8337
	σ_{min} (KN/m ²)	-19679,097	-19080,3855	-13744,8594	-10823,955
	Lt (m)	0,7263	0,7310	0,7401	0,7601
	D (m)	1,4225	1,4225	1,47	1,5175
Mt (KN.m)	807,75	765,98	641,52	555,97	
Armatures verticales	Av1 (L/10) (cm ²)	6,01	5,94	3,53	2,81
	Av/zone c (cm ²)	2,48	2,56	2,64	2,64
	Av/adopté zone c (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42
	Av2 (Lt-L/10) (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14
Ferrailage adopté Pour les armatures verticales	A'v1 adoptée (cm ²)	6,16	6,16	4,52	3,14
	A'v2 adoptée (cm ²)	6,79	6,79	6,79	6.79
	choix de A'v1	4HA14	4HA14	4HA12	4HA10
	choix de A'v2	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	espacement minimal (cm)	30	30	30	30
	St de A'v1 (cm)	20	20	20	20
	St de A'v2 (cm)	10	10	10	10
Section total	A total tendu (cm ²)	31,7423	31,2122	25,4585	18,7412
	A total du voile (cm ²)	21,74	21,74	18,46	15,7
Armatures minimales	A min tendu (cm ²)	2,9055	2,9240	2,9607	3,0405
	A min total (cm ²)	4,65	4,65	4,8	4,95
	A min zone courante (cm ²)	2,48	2,48	2,56	2,64
Armatures horizontales	A H/nappe (cm ²)	5,435	5,435	4,8	4,95
	A H adoptée (cm ²)	30,79	30,79	30,79	30,79
	choix de la section	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10
	Espacement (cm ²)	15	20	15	15
Armatures transversales	A T adoptée	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification Des Contraintes	τ_b (adm)=5Mpa> τ_b	2,7204	2,6513	2,0490	1,3334
	τ_u (adm)=3,26Mpa> τ_u	1,7488	1,7044	1,3172	0,8572
	Ns (KN)	-848,62	-822,98	-619,01	-511,99
	σ_b (adm)=15Mpa> σ_b	2,4093	2,3365	1,7324	1,4097

TABLEAU V.3.10.2 : Ferrailage de voile Transversale (VT)

VIII-1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;

Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII-2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

VIII-3-1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A. B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{35}{35} = 1.$

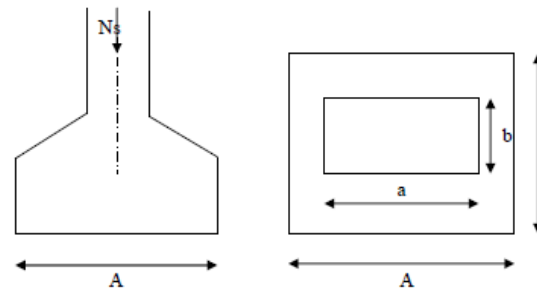
D'ou $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 1535.32\text{KN}.$

$\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}.$

$B \geq \sqrt{\frac{1110.28}{250}} = 2.11 \text{ m}.$ Donc $A = B = 2,50 \text{ m}.$



Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII-3-2 Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L} \leq B$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S= B.L(m ²)
VL1	433,05	1,10	1.57	1.73
VL2	353.02	1.10	1.28	1.41
VL3	555,23	1.10	2.02	2.22
VL4	538,00	1.10	1.96	2.16
VL5	479,09	1.10	1.74	1.91
VL6	470,80	1.10	1.71	1.88
VL7	402,58	1.10	1.46	1.61
VL8	395,62	1.10	1.44	1.58
			ΣS	14,50

Tableau VIII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
VT1	433,05	2	0.87	1.74
VT2	353,02	2	0.71	1.42
VT3	402,58	2	0.81	1.62
VT4	395,62	2	0.79	1.58
			ΣS	6.36

Tableau VIII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$S_v = \sum S_i = 20.86 \text{ m}^2$. Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2) Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right). \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right). \quad \text{Et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right).$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns(t)	Ms(t/m)	ei (m)	Ns. ei (t.m)
1	608,40	-5.566	-6.4	-3893.76
2	867.17	-0.050	-2.1	-43.36
3	832.88	1.577	2.4	1998.91
4	608.40	5.136	6.4	3893.76
Total	2916.85	1.008	0.3	1955.55

Tableau VIII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$\text{Avec : } e = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e = \frac{1955.55 + 1.008}{2916.85} = 0,67 \text{ m.}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,67 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{12,3}{6} = 2,05 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{2916.85}{12,3} \left(1 - \frac{6 \times (0,67)}{12,3} \right) = 159.64 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{2916.85}{12,3} \left(1 + \frac{6 \times (0,67)}{12,3} \right) = 314.65 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{2916.85}{12,3} \left(1 + \frac{3 \times (0,67)}{12,3} \right) = 275.89 \text{ KN/m.}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{275.89}{250} = 1.10 \text{ m.}$$

On prend $B = 1.10 \text{ m}$

$$\text{On aura donc, } S_p = 1.10 \times 12,3 = 13.57 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_T = S_p \times n + S_v$

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_T = 13.57 \times 6 + 20.86 = 102.30 \text{ m}^2.$$

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{BAT} = 187.52 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{102.3}{187.52} = 0,54 \longrightarrow 54\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 54% de la surface du bâtiment

Conclusion :

La surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise)

Donc on opte pour un radier général qui offrira :

- ✓ Une facilité de coffrage.
- ✓ Une rapidité d'exécution.
- ✓ Prestera une grande rigidité

VIII-4 Etude du radier général :

Un 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 diminuée du poids propre du radier.

VIII-4-1 Pré dimensionnement du radier :

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{max} = 230 \text{ cm} \rightarrow 28.75 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 100 \text{ cm.}}$$

- **Sous poteaux :**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20} , \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm.}$$

$$h_d > \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm} \text{ Soit } \mathbf{h_d = 25 \text{ cm.}}$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{cm} \text{ Soit } h_n = 45\text{cm}.$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{450}{50} \leq h_t \leq \frac{450}{40} \rightarrow 9\text{cm} \leq h_t \leq 11,25\text{ cm} \text{ soit } h_t = 10\text{cm}.$$

3) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,5\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,86\text{m}.$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **$h=100\text{cm}$** .

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = 45 \text{ cm}.$$

Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : **$h_d = 25 \text{ cm}$** .

- La nervure : **$h_n = 100 \text{ cm}$** .

$$\longrightarrow b_n = 45 \text{ cm}.$$

- La dalle flottante : **$h_t = 10 \text{ cm}$** .

VIII-4-2 détermination des sollicitations :

Déterminer à partir du logiciel ETABS :

Charge du bâtiment $G_{\text{bat}} = 32239,60 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation $Q = 4585,34 \text{ KN}$.

Combinaison d'actions :

à l'ELU : $N_u = 1,35.G + 1,5.Q = 55234,41 \text{ KN}$.

à l'ELS : $N_s = G + Q = 36824,94 \text{ KN}$.

VIII-4-3 Détermination de la surface du radier :

à l'ELU : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33.\sigma_{\text{sol}}} = \frac{55234,41}{1,33.250} = 163,66 \text{ m}^2$

à l'ELS : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{36824,94}{250} = 147,30 \text{ m}^2$

D'où : $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$

$S_{\text{bat}} = 187,52 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 163,66 \text{ m}^2$.

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}.$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 187,52 + (14,65 \times 0,5) \times 2 + (12,80 \times 0,5) \times 2 + (0,5 \times 0,5) \times 4 = 215,97 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 215,97 \text{ m}^2$.

VIII-4-4 Détermination de l'effort à la base du radier :**1) Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (t.v.o)} + \text{poids de la dalle flottante}$

$$\text{-Poids de la dalle} = h_d \times \rho_b \times S_{\text{radier}}$$

$$P_d = 0,25 \times 25 \times 215,97 = 1\,349,813 \text{ KN}.$$

-Poids des nervures = $[b_n (h_n - h_d) (L_x \cdot n + L_y \cdot m)] \rho_b$

$$P_n = [0.45 (1 - 0.25) (14.65 \times 6 + 12.8 \times 4)] 25 = 1\,173,656 \text{ KN.}$$

-Poids du remblai = $[(S_{\text{radier}} - S_n) \times (h_n - h_d)] \rho_r$

$$\text{Avec : } S_n = (L_x \cdot n + L_y \cdot m) h_n = (14.65 \times 6 + 12.8 \times 4) \times 1 \text{ m} = 139.1 \text{ m}^2$$

$$P_r = [(215.97 - 139.1) \times (1 - 0.25)] \times 17 = 980.093 \text{ KN.}$$

-Poids de la dalle flottante = $(S_{\text{radier}} - S_n) \times e_p \times \rho_b$

$$P_f = (215.97 - 139.1) \times 0.1 \times 25 = 192,175 \text{ KN.}$$

$$\longrightarrow \text{Grad} = 3\,695,737 \text{ KN}$$

2) Poids total de l'ouvrage :

$$\text{Poids du bâtiment : } G_{\text{bat}} = 18909.25 \text{ KN}$$

- **Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} .**

$$G_{\text{tot}} = G (\text{superstructure}) + G (\text{infrastructure}) = 22\,604,987 \text{ KN}$$

Charges d'exploitation totale Q_{tot} .

$$Q_{\text{tot}} = Q (\text{Superstructure}) + Q (\text{infrastructure}) = 4585.34 + (3,5 \times 215.97) = 5341,235 \text{ KN.}$$

3) Combinaison d'actions :

$$\text{- A l'état limite ultime : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 38\,528,58 \text{ KN.}$$

$$\text{- A l'état ultime de service : } N_s = G + Q = 34485,687 \text{ KN.}$$

$$\text{- A l'état sismique : } N_a = G + 0,2 \cdot Q = 27\,946,22 \text{ KN.}$$

VIII-4-5 Vérification :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{38\,528,58 \times 1}{215,97} \cdot \frac{4,50}{2} = 401,40 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{401,4 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 1,78 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$X_G = 7.325 \text{ m}$; $Y_G = 6.4 \text{ m}$.

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{h \times b^3}{12} = < 2\,560,273 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 3\,353,834 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

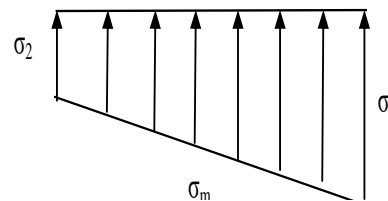
$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :



à l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$

à l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes.

- à l'ELU:

- Sens longitudinal x-x' :

$$N_u = 1,35.G + 1,5.Q = 38528.58 \text{ KN.}$$

$$M_{ox} = 29494.41 \text{ KNm}; T_{ox} = 1915.13 \text{ KN.}$$

$$M_x = M_{ox} + T_{ox}.h = 29494.41 + 1915.13 \times 1 = 31409.54 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{38528.58}{215.97} + \frac{31409.54}{3353.834} \times 7.325 = 247 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{38528.58}{215.97} - \frac{31409.54}{3353.834} \times 7.325 = 109.8 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u}: \sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 212.7 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} = 332,5 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

- Sens transversal y-y' :

$$M_{oy} = 38640,663 \text{ KN.m}; T_{oy} = 1447.48 \text{ KN.}$$

$$M_y = M_{oy} + T_{oy}.h = 38640.663 + 1447.48 \times 1 = 40088,143 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{38528.58}{215.97} + \frac{40088,143}{2560.273} \times 6.4 = 278.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{38528.58}{215.97} - \frac{40088,143}{2560.273} \times 6.4 = 78.188 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u}: \sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 228.5 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol} = 332,5 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

• **à l'ELS :**

- Sens longitudinal x-x' :

$$M_x = M_{ox} + T_{ox}.h = 29494.41 + 1915.13 \times 1 = 31409.54 \text{ KNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{34485.687}{215.97} + \frac{31409,54}{3353.834} \times 7.325 = 228.278 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{34485.687}{215.97} - \frac{31409,54}{3353.834} \times 7.325 = 91.078 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u}: \sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 194 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

- Sens transversal y-y' :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{34485,687}{215,97} + \frac{40088,143}{2560,273} \times 6,4 = 259,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{34485,687}{215,97} - \frac{40088,143}{2560,273} \times 6,4 = 59,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 209,78 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que : $P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier, $P = 18909,25 \text{ KN}$.
- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1,5$;
- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$) ;
- S : surface du radier, ($S = 215,97 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1 \times 215,97 = 3239,55 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc: } P = 18909,25 \text{ KN.} > 3239,55 \text{ KN.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de soulèvement.

4) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91):

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

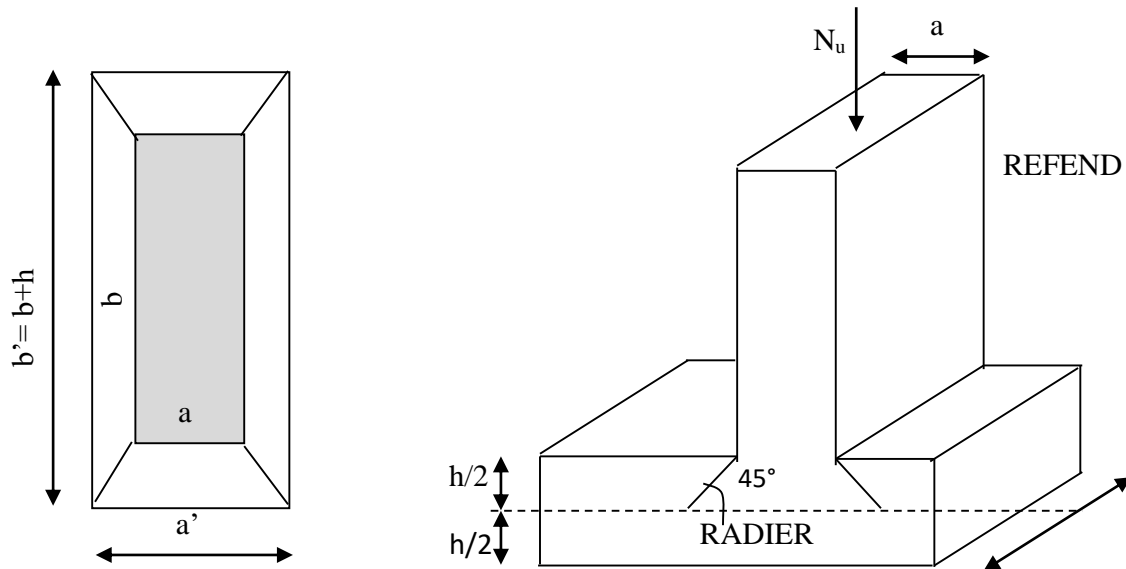


Figure VIII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0.35 + 0.35 + 2 \times 1) = 5,4 \text{ m.}$$

$$N_u = 1493.32 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,07 \times 5,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6300 \text{ KN.}$$

- **Voile (pour une bonde de 1m) :**

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,22 + 1 + 2 \times 1) = 6,44 \text{ m.}$$

$$N_u = 766,32 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,07 \times 6,44 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7513,33 \text{ KN.}$$

VIII-4-6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91 pour les dalles continues

constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

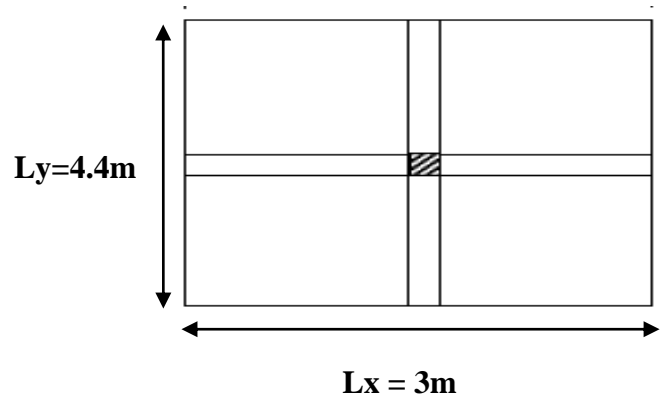
Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}; \quad L_x < L_y$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

2) Identification du panneau le plus sollicité:

Dans notre cas c'est un panneau continu.



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **A P'ELU :**

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 228.5 - 1,35 \left(\frac{3\,695,737}{215.97} \right) = 205.4 \text{ KN/m}^2.$$

- **A P'ELS :**

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 209.78 - \frac{3\,695,737}{215.97} = 192.67 \text{ KN/m}^2.$$

VIII-4-7 Calcul à l'ELU :**1) Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4.4} = 0,68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0468 \\ \mu_y = 0,759 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

On obtient: $M_x = 0,0468 \times 205.4 \times (3)^2 = 86,51 \text{ KN.m.}$

$$M_y = 0,479 \times 192.67 = 92.29 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$.
 - Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :
 - Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$.
 - Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$.
 - appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.

- Aux appuis intermédiaires :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5M_x = 43.26 \text{ KNm.}$$

- En travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 64.88 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 69.22 \text{ KNm.}$$

2) Ferrailage dans le sens x-x :**- Aux appuis intermédiaires :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{43.26 \cdot 10^3}{100.23^2 \cdot 14,2} = 0,0576 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0576 \rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_{ua}^x = A_{ua}^y = \frac{M_{ua}^x}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{43.26 \cdot 10^3}{0,970 \cdot 23 \cdot 348} = 5.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4HA14/ml = 6.16 cm²/ml**, avec un espacement de **25cm**.

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{64.88 \cdot 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14,2} = 0,0863 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0863 \rightarrow \beta_u = 0,955$$

$$A_{ut}^x = \frac{M_{ut}^x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64.88 \cdot 10^3}{0,955 \cdot 23 \cdot 348} = 8,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **6HA14/ml = 9.24 cm²/ml**, avec un espacement de **15cm**.

3) Ferrailage dans le sens y-y :**- Aux appuis intermédiaires :**

$$A_{ua}^y = 5,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4HA14/ml = 6.16 cm²/ml**, avec un espacement de **25 cm**.

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{69,22 \cdot 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14,2} = 0,0921 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0921 \rightarrow \beta_u = 0,952$$

$$A_{ut}^y = \frac{M_{ut}^y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69,22 \cdot 10^3}{0,952 \cdot 23 \cdot 348} = 9,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **6HA14/ml = 9.24 cm²/ml**, avec un espacement de **15cm**.

4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 \cdot \frac{3 - 0,68}{2} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{- Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2 \\ A_{ua}^y = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2 \\ A_{ut}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{Condition vérifiée}$$

5) Espacement (Art A8.2 242 BAEL91):

- Direction la plus sollicitée (sens x-x') : $St = 25\text{cm} < \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$.

- Direction la moins sollicitée (sens y-y') : $St = 16\text{ cm} < \min(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$.

VIII-4-8 Calcul à l'ELS :**1) Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4,4} = 0,68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,832 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \text{ et } M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

$$\text{On obtient: } \begin{cases} M_x = 93,46 \text{ KN.m.} \\ M_y = 77,76 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- Aux appuis intermédiaire : $M_{as}^x = M_{as}^y = 0,5 M_x = 46,73 \text{ KNm}$.

- En travée : $\begin{cases} M_{ts}^x = 0,75 \cdot M_x = 70,1 \text{ KNm.} \\ M_{ts}^y = 0,75 \cdot M_y = 58,32 \text{ KNm.} \end{cases}$

2) Vérification des contraintes dans le béton:

- Sens longitudinal x-x' :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,16}{100,23} = 0,2678 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,918 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{45,98} = 0,022 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{as}^x}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{43,26 \cdot 10^3}{0,918 \times 23 \times 6,16} = 332,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 332,61 = 7,32 \text{ MPa.} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-En travées :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,24}{100,23} = 0,4017 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,902 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{36,02} = 0,028 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ts}^x}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{70,01 \cdot 10^3}{0,902 \cdot 23 \cdot 9,24} = 365,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,0346 \times 292,13 = 10,26 \text{ MPa.} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal y-y' :

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6.16}{100 \cdot 23} = 0.268 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,918 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{45.98} = 0,022 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{as}^y}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{58.32 \cdot 10^3}{0,918 \cdot 23 \cdot 6.16} = 448.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.022 \times 448.4 = 9.86 \text{ MPa.} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

-En travées :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 9.24}{100 \cdot 23} = 0,402 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,902 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{45.98} = 0,022 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ts}^y}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{58.32 \times 10^3}{0,902 \times 23 \times 9.24} = 304.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 304.24 = 6.69 \text{ MPa.} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

VIII-5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure VIII.3.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

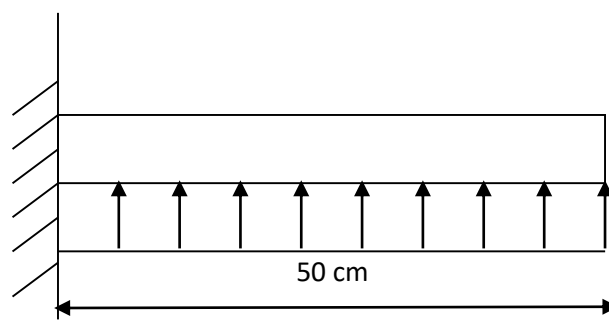


Figure VIII-3 : Schéma statique du débord.

1) Sollicitation de calcul :

➤ à l'ELU: $q_u = 205.4 \text{ KN/ml.}$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{225.4 \times 0.50^2}{2} = 25.68 \text{ KNm.}$$

➤ à l'ELS: $q_s = 192.67 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{192.67 \times 0.50^2}{2} = 24.08 \text{ KNm.}$$

2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 23 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.68 \cdot 10^3}{100 \cdot 23^2 \cdot 14.2} = 0,034$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.68 \cdot 10^3}{0,983 \cdot 23 \cdot 348} = 3,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : **5HA12/ml = 5,65 cm²/ml**, avec un espacement de **20cm**.

3) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 25 \cdot \frac{2,1}{400} = 3.02 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} 3,02 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

4) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{3HA10 = 20 \text{ cm}^2}$$
, avec un espacement de **30 cm**.

5) Vérification à l'ELS :

La contrainte dans l'acier :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 23} = 0,246 \rightarrow \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{24.08 \cdot 10^3}{0,865 \cdot 23 \cdot 5,65} = 223.12 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 223.12 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.} \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 23} = 0,246 \rightarrow \alpha_1 = 0,3591$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,037\sigma_s$$

$$\sigma_b = 8.33 \text{ MPa.} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa.Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera en continuité avec de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII-6 Ferrailage de la nervure :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

h_n = 100 cm Hauteur de la Nervure.

h_d = 25 cm hauteur de la dalle.

b_n = 45 cm.....largeur de la nervure.

.Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

VIII-6-1) Détermination des sollicitations :

➤ **Sens longitudinal x-x' :**

à-ELU : **qu = 205.4 KN/ml.**

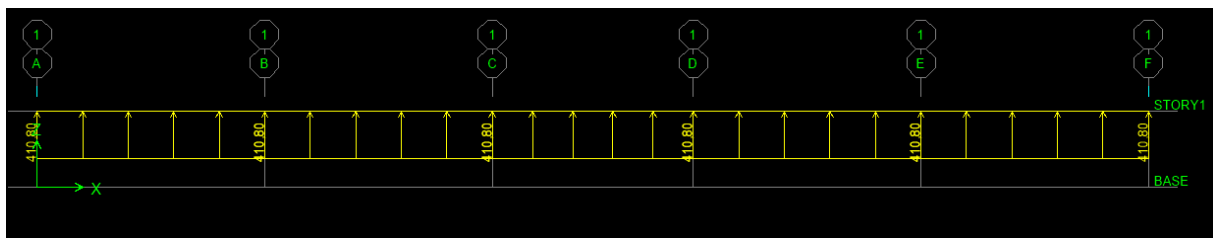


Figure VIII-3-a-1: Le chargement à l'ELU (KN/m)

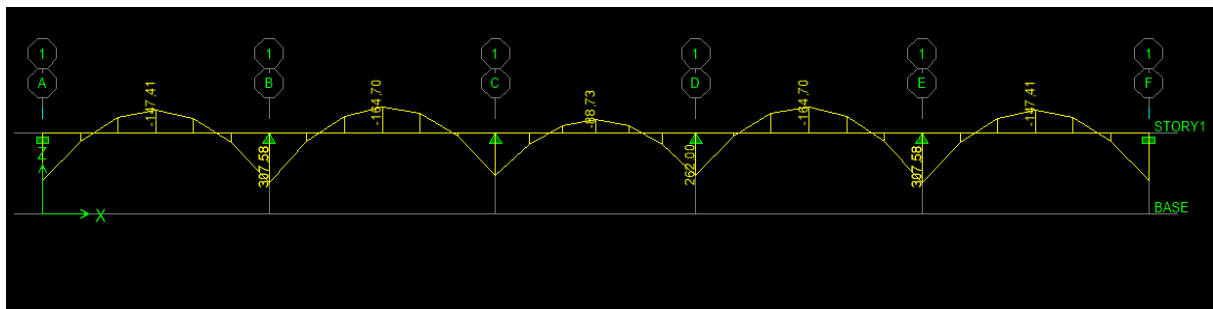


Figure VIII-3-a-2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

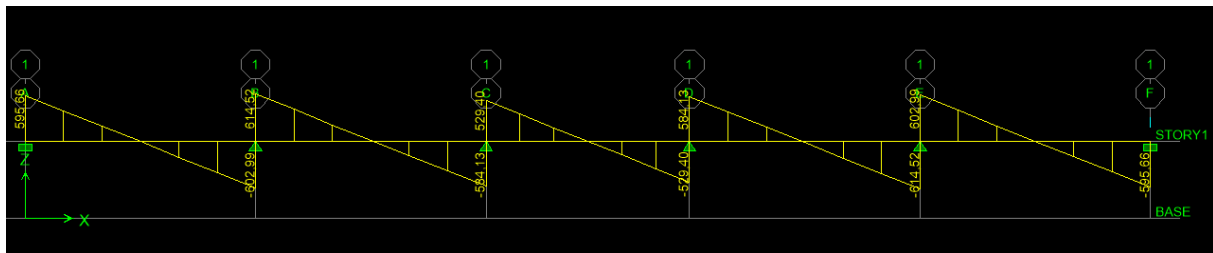


Figure VIII-3-a-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

Le ferrillage se fera avec le moment max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures :

$$M_t^{max} = -164.70 \text{ KNm.}$$

$$M_a^{max} = 307.58 \text{ KNm.}$$

$$b = 45 \text{ cm; } h = 100 \text{ cm; } d = 97.5 \text{ cm; } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.; } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a^{max} = 307.58 \text{ KNm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{307.58 \cdot 10^3}{45 \cdot 97.5^2 \cdot 14.2} = 0,0506.$$

$$\mu = 0,0506 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{307.58 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 97,5 \cdot 348} = 9,31 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4HA16+2HA14 = 11.12cm².

• **En travée :**

$$M_t^{max} = 164.70 \text{ KNm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{164.7 \cdot 10^3}{45 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,0271.$$

$$\mu = 0,0271. \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{164.7 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 97,5 \cdot 348} = 4.93 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4HA16= 8.04cm².

à-ELS : $q_s = 192.67 \text{ KN/ml}$

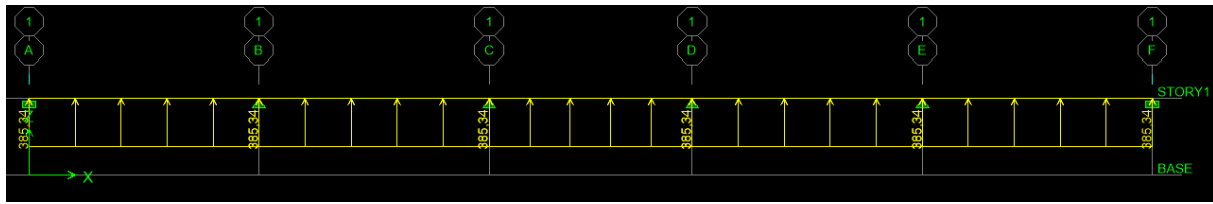


Figure VIII-3-b-1: Le chargement à l'ELS (KN/m)

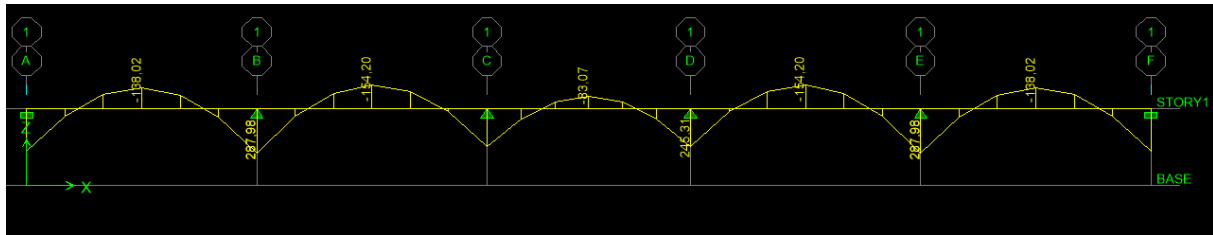


Figure VIII-3-b-2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN /m)

- Vérification à l'ELS :
- Aux appuis :

$$M_a^{max} = 287.98 \text{ KNm.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 10,05}{45 \cdot 97,5} = 0,229 \Rightarrow \beta_1 = 0,924; K_1 = 50.79$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{287.98 \cdot 10^3}{0,924 \cdot 97,5 \cdot 10,05} = 318.068 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{318.068}{50.79} = 6.26 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$M_t^{max} = -154.20 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5.65}{45 \cdot 97,5} = 0.1288 \Rightarrow \beta_1 = 0,941; K_1 = 69.75$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{154.20 \cdot 10^3}{0,941 \cdot 97,5 \cdot 5.65} = 297.47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{297.47}{69.75} = 4.26 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	Aad (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs.
x-x'	Travée	5.65	154.20	0,129	0,941	69.75	297.47	348	4.26	15	CV
	Appuis	10,05	287.98	0,229	0,924	50.79	318.07	348	6.26	15	CV

➤ Sens transversal y-y' :

à ELU : $q_u = 205.4 \text{ KN/ml}$.

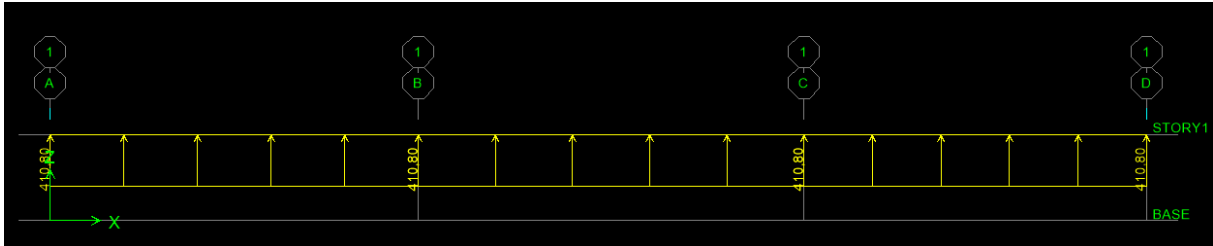


Figure VIII-3-c-1 Le chargement à ELU (KN/m)

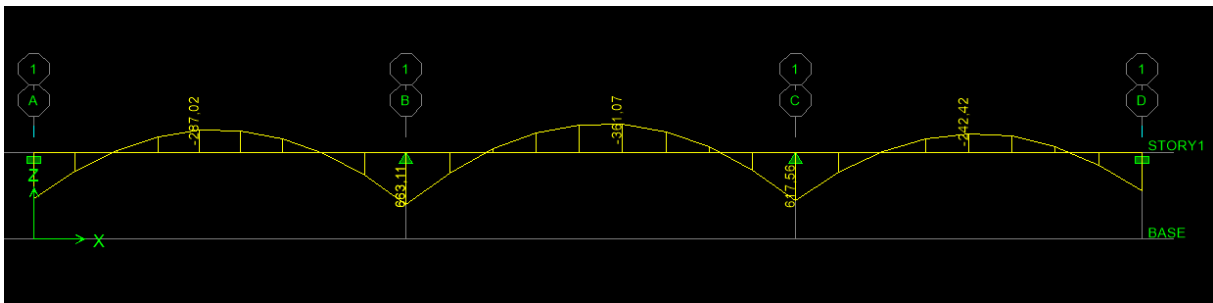


Figure VIII-3-c-2 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

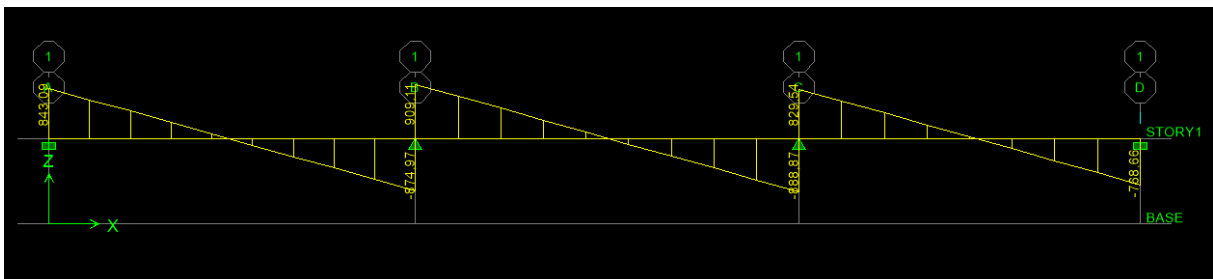


Figure VIII-3-c-3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -361.07 \text{ KNm}$$

$$M_a^{\max} = 663.11 \text{ KNm}$$

$$b = 45 \text{ cm}; \quad h = 100 \text{ cm}; \quad d = 97.5 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}.$$

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 663.11 \text{ KNm}.$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{663.11 \cdot 10^3}{45 \cdot 97.5^2 \cdot 14.2} = 0,1092$$

$$\mu = 0,1092 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_{ua} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{663.11 \cdot 10^3}{0,943 \cdot 97,5 \cdot 348} = 20.72 \text{ cm}^2 .$$

Soit: (4HA20+4HA16) = 21.99 cm².

- En travée :

$$M_t^{max} = -361.07 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{361.07 \cdot 10^3}{45 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,0594$$

$$\mu = 0,0594 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{361.07 \cdot 10^3}{0,969 \cdot 97,5 \cdot 348} = 10.98 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4HA20 = 12.57 cm².

à ELS : $q_s = 192.67 \text{ KN /ml}$.

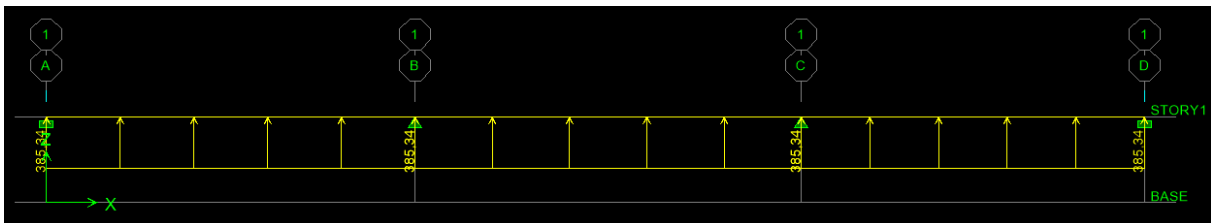


Figure VIII-3-c-1 Le chargement à ELS (KN/m).

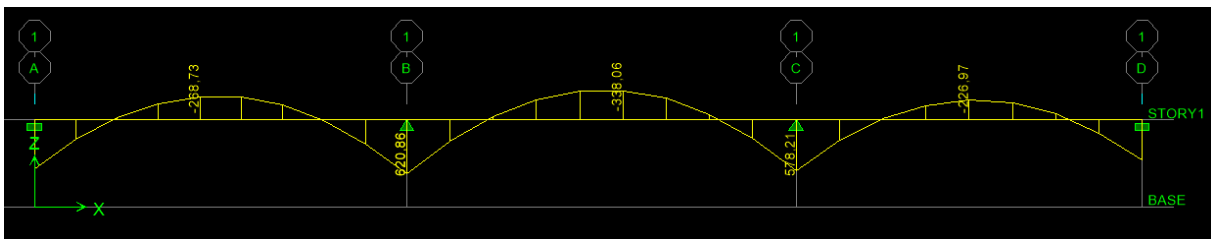


Figure VIII-3-c-2 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m).

- Vérification à l'ELS :

- Aux appuis :

$$M_a^{max} = 620.86 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 21.99}{45 \cdot 97,5} = 0.5011 \Rightarrow \beta_1 = 0,893; K_1 = 31.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{620.86 \cdot 10^3}{0,893 \cdot 97,5 \cdot 21.99} = 324.27 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{324.27}{31.73} = 10.22 \text{ MPa.} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$M_t^{max} = -338.06 \text{ KNm.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 12.06}{45 \cdot 97,5} = 0,275 \Rightarrow \beta_1 = 0,917; K_1 = 45.24$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{338.06 \cdot 10^3}{0,917 \cdot 97,5 \cdot 12.06} = 313.53 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{313.53}{45.24} = 6.93 \text{ MPa.} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs.
x-x'	Travée	12.06	338.06	0,155	0,275	45.24	313.53	348	6.93	15	CV
	Appuis	21.99	620.86	0,275	0,501	31.73	324.27	348	10.22	15	CV

• **Vérification à l'ELU :**

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

• **Espacement des armatures :**

➤ **en zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{25; 19,2\} \longrightarrow \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **en zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{1000}{35}; \frac{500}{10}; 12\text{mm} \right\} \longrightarrow \phi \leq 12 \text{ mm.}$$

Soit : $\phi = 10\text{mm}$.

Alors : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 45 \cdot 97,5 \times 2,1}{400} = 5,30 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa.}$$

Avec :

$$T_{u\max} = 575.36 \text{ KN Dans le sens x-x'}$$

$$T_{u\max} = 909.11 \text{ KN. Dans le sens y-y'}$$

- **Sens longitudinal x-x' :**

$$\tau_u = \frac{575.36 \cdot 10^3}{450 \cdot 975} = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal y-y' :**

$$\tau_u = \frac{909.11 \cdot 10^3}{450 \cdot 975} = 2.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII INTRODUCTION :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et assurer l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toutes surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis où qu'il mobilise.

VII.1 Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 20 cm.

VII.2 Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle et simplement appuyé au plancher du sous-sol.

VII.3 Détermination des sollicitations :

Le poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

L'Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

La Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

La Cohésion : $C=0$.

La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$\sigma_V = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H.$$

Avec :

σ_H : Contrainte horizontale sous la poussée des terres.

σ_V : Contrainte verticale

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos

φ : Angle de frottement interne ; $\varphi = 30^\circ$

Puisque le sol est pulvérulent ; la relation de Jacky est applicable ; on écrit alors :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$\sigma_H = 0.5 (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 \times h)$$

$$\sigma_H = 7.5 + 12.15 \times h$$

Tronçon : 0 m < h < 3 m

Pour : \longrightarrow h = 0 m $\longrightarrow \sigma_H = 7.5 \text{ KN/m}^2$.

Pour : \longrightarrow h = 3 m $\longrightarrow \sigma_H = 43.95 \text{ KN/m}^2$.

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$\sigma_H = 0.5 (10 + 18 \times h)$$

$$\sigma_H = 5 + 9 \times h$$

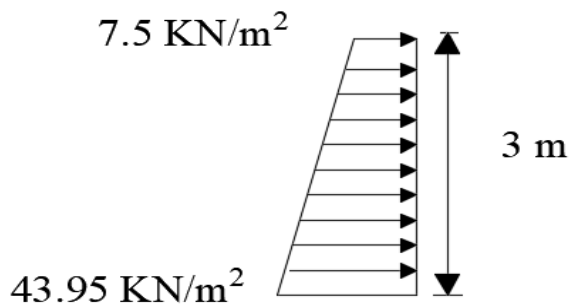
Tronçon : $0 \text{ m} < h < 3 \text{ m}$

Pour : $\Rightarrow h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 5 \text{ KN/m}^2$.

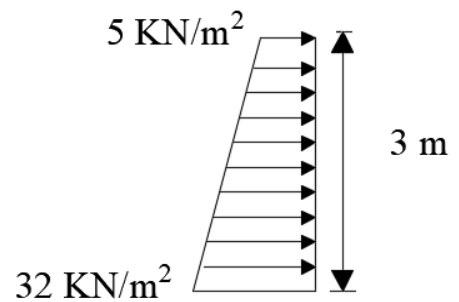
Pour : $\Rightarrow h = 4.6 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 32 \text{ KN/m}^2$.

➤ Diagramme des contraintes :

ELU



ELS



VII.4 Charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul pour une bonde de 1 mètre de largeur est :

A l'ELU :

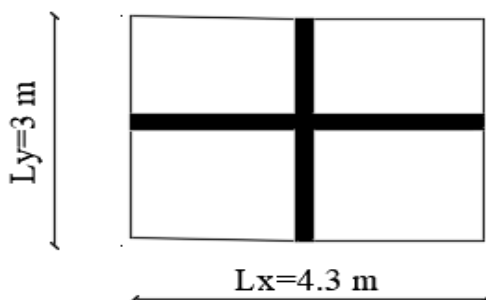
$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 43.95 + 7.5) \times 1}{4} = 34.83 \text{ KN/m.}$$

A l'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 32 + 5) \times 1}{4} = 25.25 \text{ KN/m.}$$

VII.5 Ferrailage du Mur plaque:

- Identification des Peneaux:



$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3 \text{ m} \\ L_y = 4.3 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4.3} = 0.7$$

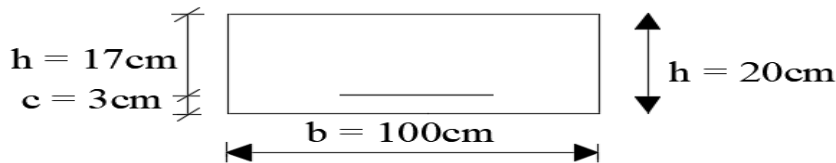
$0.4 < \rho = 0.70 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

• **Calcul à l'ELU :**

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.70 \\ \nu = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{array}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0683 \times 34.83 \times (3)^2 = 21.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.436 \times 21.41 = 7.71 \text{ KN.m}$$



• **Correction des moments :**

Sens-x-x : Aux appuis : $M_{ua} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 21.41 = 10.71 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 21.41 = 16.06 \text{ KN.m}$

Sens-y-y : Aux appuis : $M_{ua} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 7.71 = 3.86 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 7.71 = 5.78 \text{ KN.m}$

• **Calcul à l'ELS :**

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.70 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.585 \end{array}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0743 \times 25.25 \times (3)^2 = 16.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.585 \times 16.88 = 9.87 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

Sens x-x : Aux appuis : $M_{sa} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 16.88 = 8.44 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 16.88 = 12.66 \text{ KN.m}$

Sens-y-y : Aux appuis : $M_{sa} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 9.87 = 4.94 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 9.87 = 7.40 \text{ KN.m}$

VII.6 Calcul des sections d'armature :

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

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
xx	Appuis	10.71	0.026	0.987	SSA	1.66	2	5HA12 = 5.65	20
	Travée	16.06	0.039	0.981	SSA	2.51	2	5HA12 = 5.65	20
yy	Appuis	3.86	0.009	0.996	SSA	0.59	2	5HA12 = 5.65	20
	travée	5.78	0.014	0.993	SSA	0.89	2	5HA12 = 5.65	20

Tableau VII.6.1: Ferrailage du mur plaque.

VIII-4) Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VIII-5) Vérification à l'ELS

• Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	A _s (cm ²)	M _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
xx	Appuis	5.65	8.44	0.332	0.910	40.56	96.56	201.63	2.38	15	Cv
	Travée	5.65	12.66	0.332	0.910	40.56	144.83	201.63	3.57	15	Cv
yy	Appuis	5.65	4.94	0.332	0.910	40.56	56.52	201.63	1.39	15	Cv
	travée	5.65	7.40	0.332	0.910	40.56	84.66	201.63	2.02	15	Cv

Tableau.VII6.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

Sens x-x :

En travée : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

En travée : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Conclusion

Le projet de fin d'étude se révèle être d'une grande importance pour tout étudiant embrassant une carrière dans le bâtiment.

La nécessité se relève plus impérative car elle met l'étudiant en application directe des connaissances acquises et les différents règlements en vigueur.

Cette expérience dans le domaine nous a incités non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil.

Enfin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats

J'espère par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.