

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8+E.sol) à usage multiple

Contreventée par des portiques et voiles en béton armée.



Etudié par :

M^r : YACINE Lyes

Dirigé par:

M^r : MERAKEB.

Année 2017/2018

REMERCIEMENT

Tous d'abord je tiens à remercier dignement,
profondément et sincèrement mon promoteur
M^r : MERAKEB pour son aide, sa patience, ses
compétences et ses précieux conseils.

Je tiens à remercier tous les enseignants de **GENIE
CIVIL** qui ont contribué à notre formation.

Je tiens à remercier aussi le personnel de la
bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

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

Mes remerciements à ma famille et tous les amis (es)

Enfin, Je tiens à remercier également les membres de
jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Merci à tous

DÉDICACES

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

Ma chère sœur cylvia que je lui souhaite tout le succès.

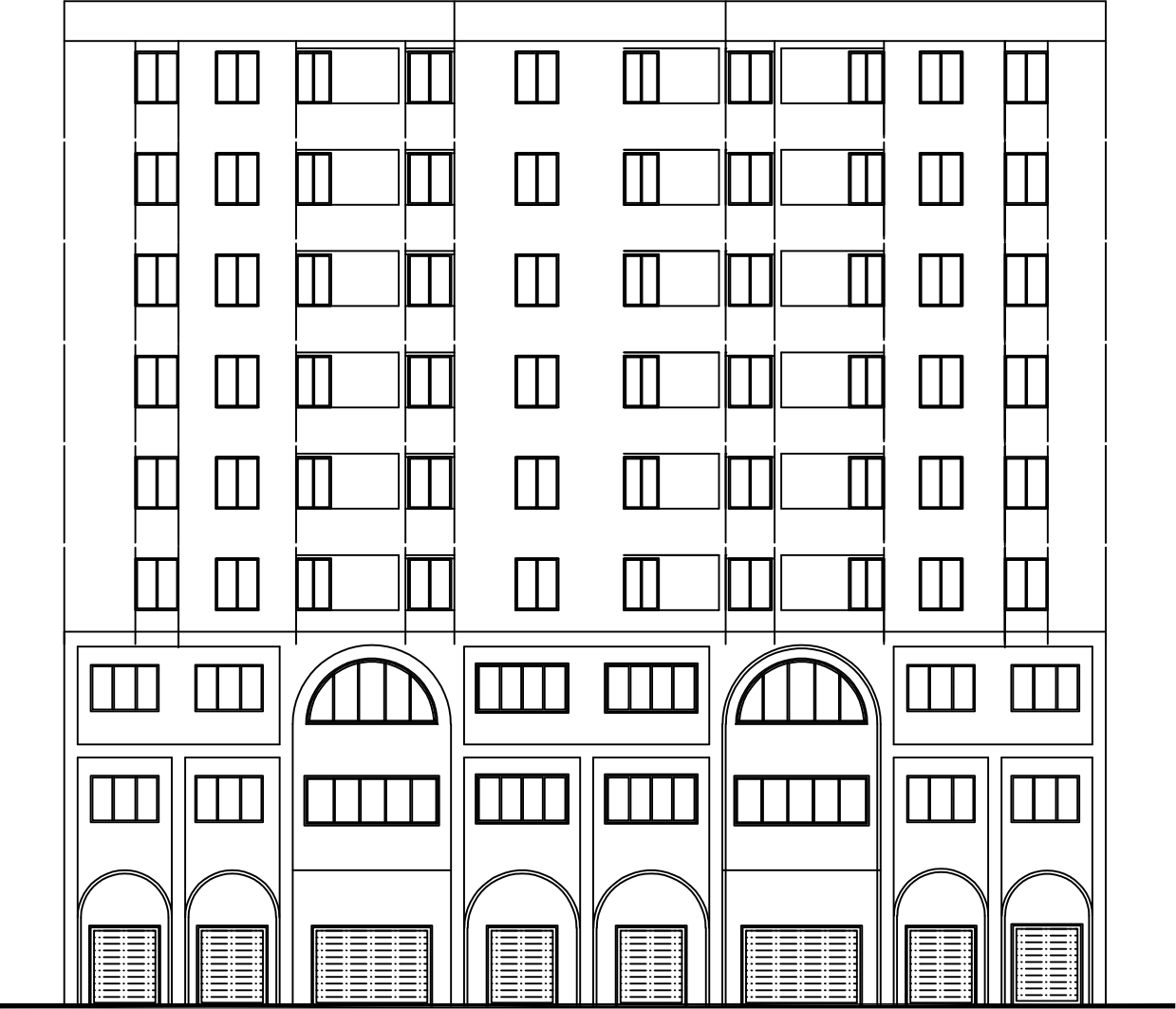
*Mes chers cousins (Fadoua et Djilali)
Toute ma famille.*

Tous mes ami(e)s

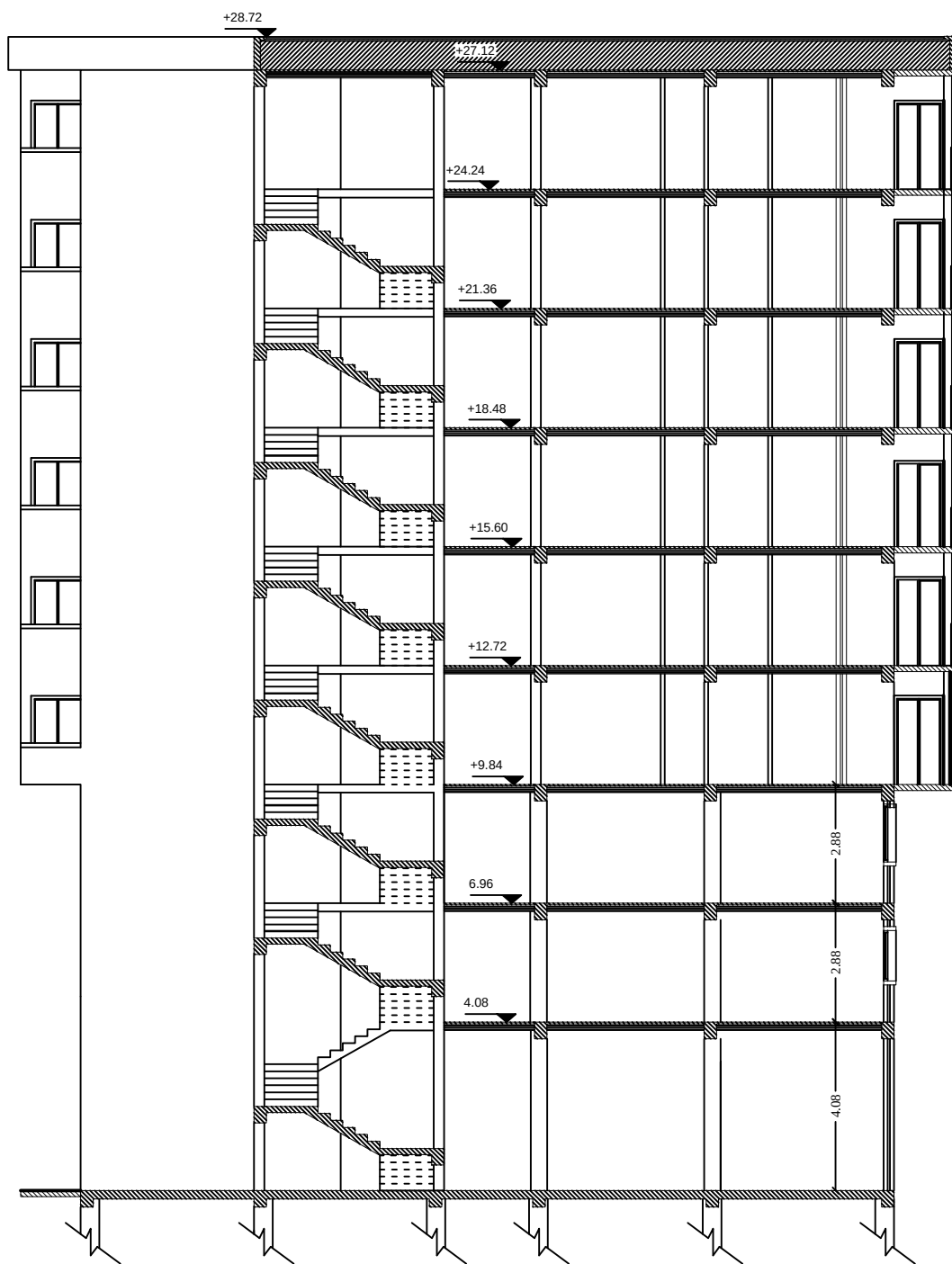
LYÉS

Sommaire

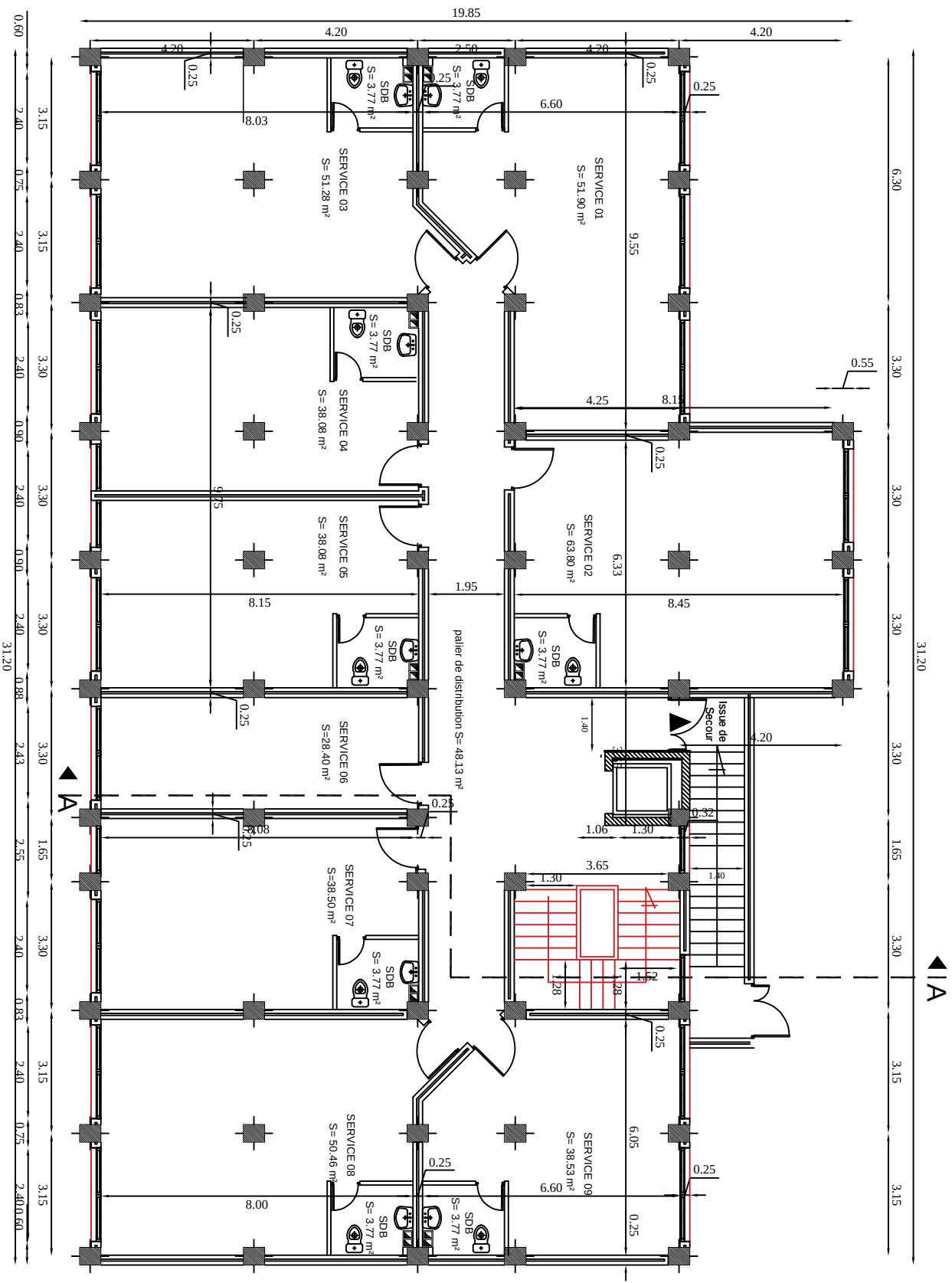
Introduction générale.....	1
Chapitre I : présentation et description de l’ouvrage.....	2
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux	11
Chapitre III : Calculs des éléments.....	28
✓ Acrotère	28
✓ Escalier	36
✓ Poutre palière	68
✓ Balcon	77
✓ Salle machine	84
✓ Plancher	94
Chapitre IV : Etude de contreventement.....	113
Chapitre V : Etude sismique et vérification RPA	135
Chapitre VI : Ferrailage de la structure.....	152
✓ Ferrailage des poutres.....	152
✓ Ferrailage des poteaux.....	164
✓ Ferrailage des voiles.....	182
Chapitre VII : Etude de l’infrastructure.....	198
Conclusion	224



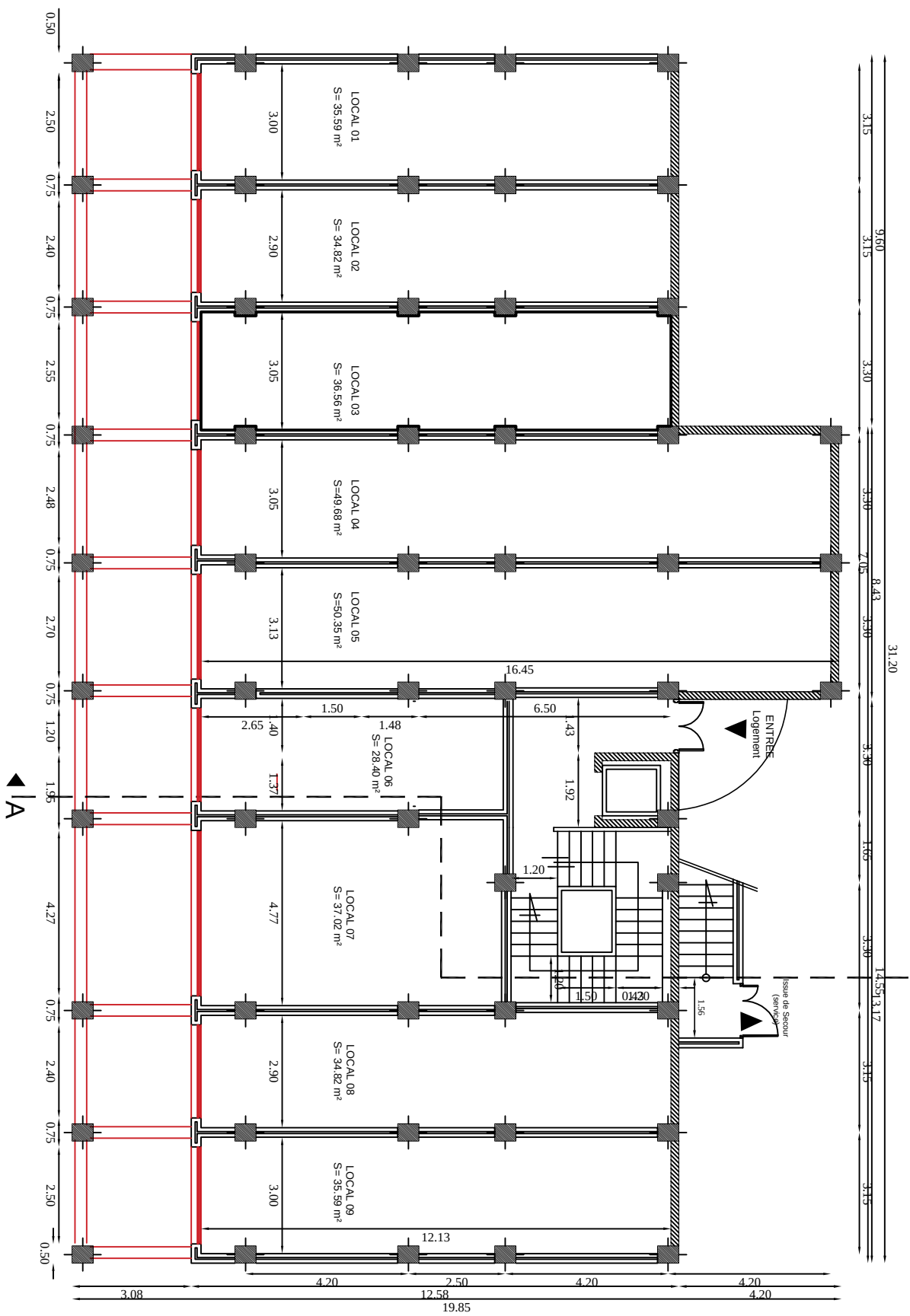
FACADE PRINCIPALE



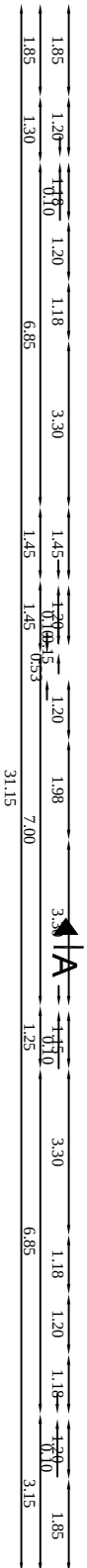
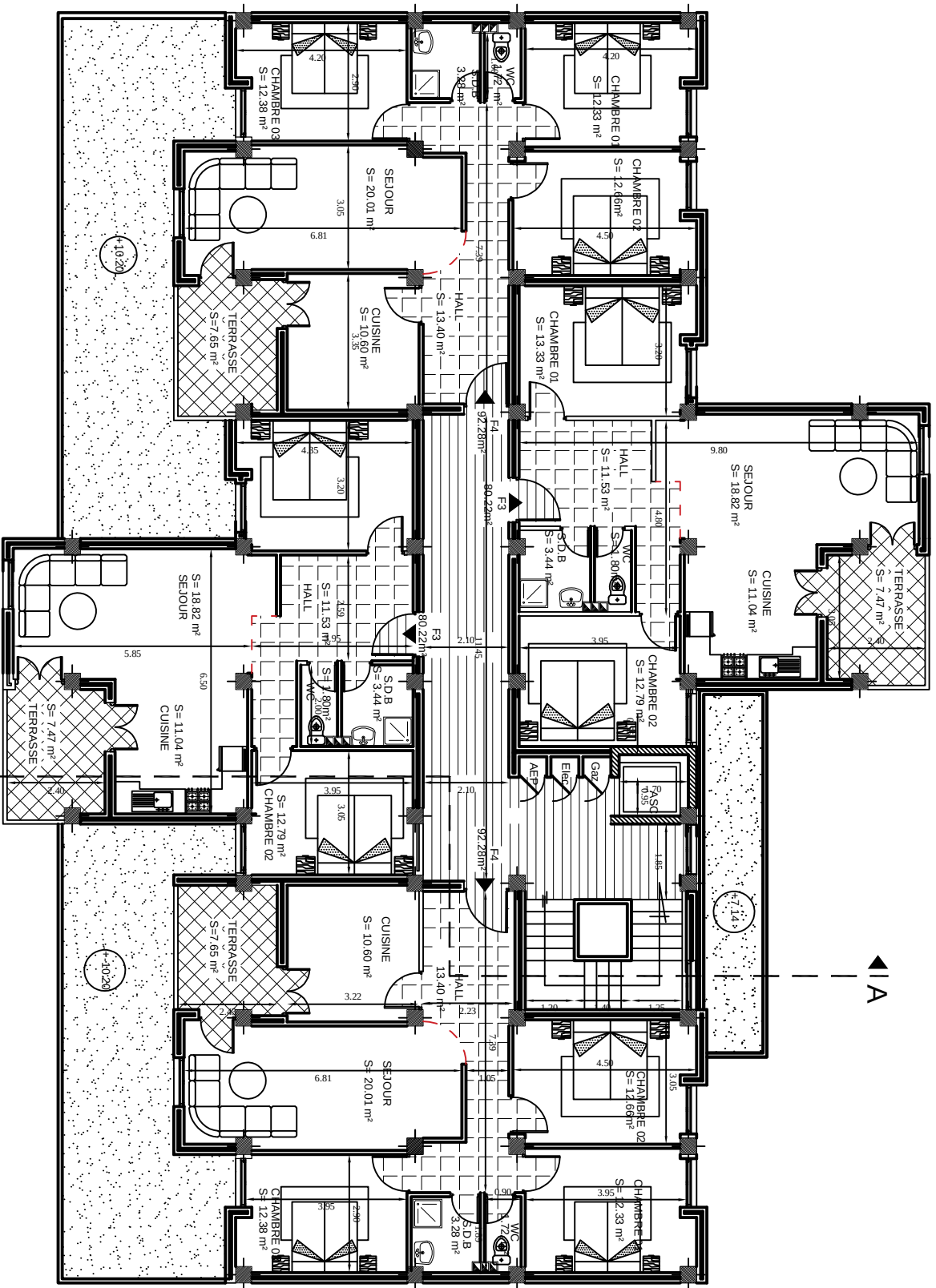
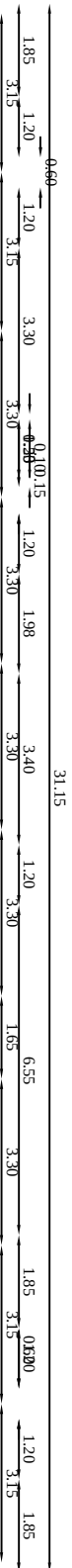
COUPE : A-A



PLAN DE L'ENTRE-SOL (SERVICES)

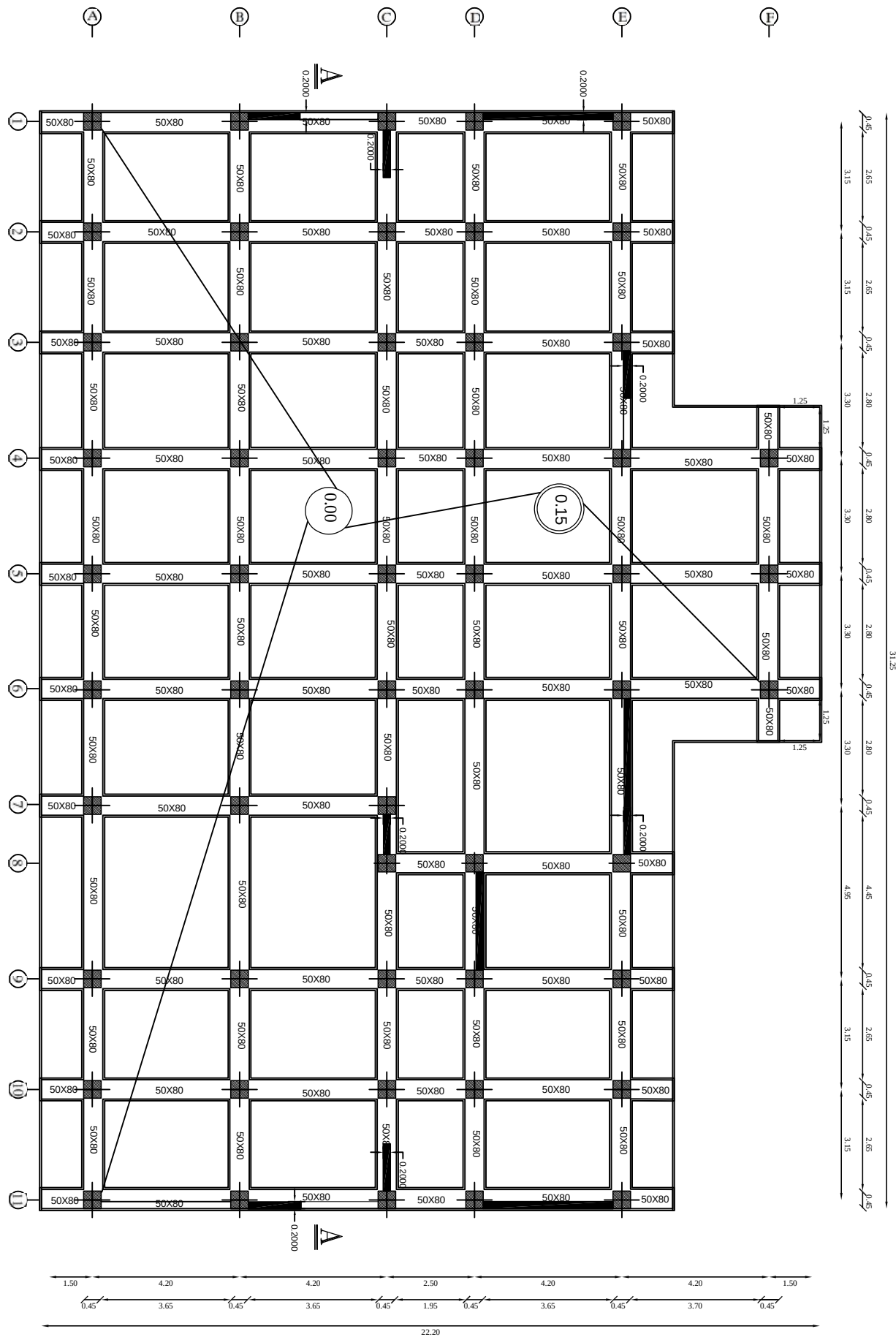


PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE

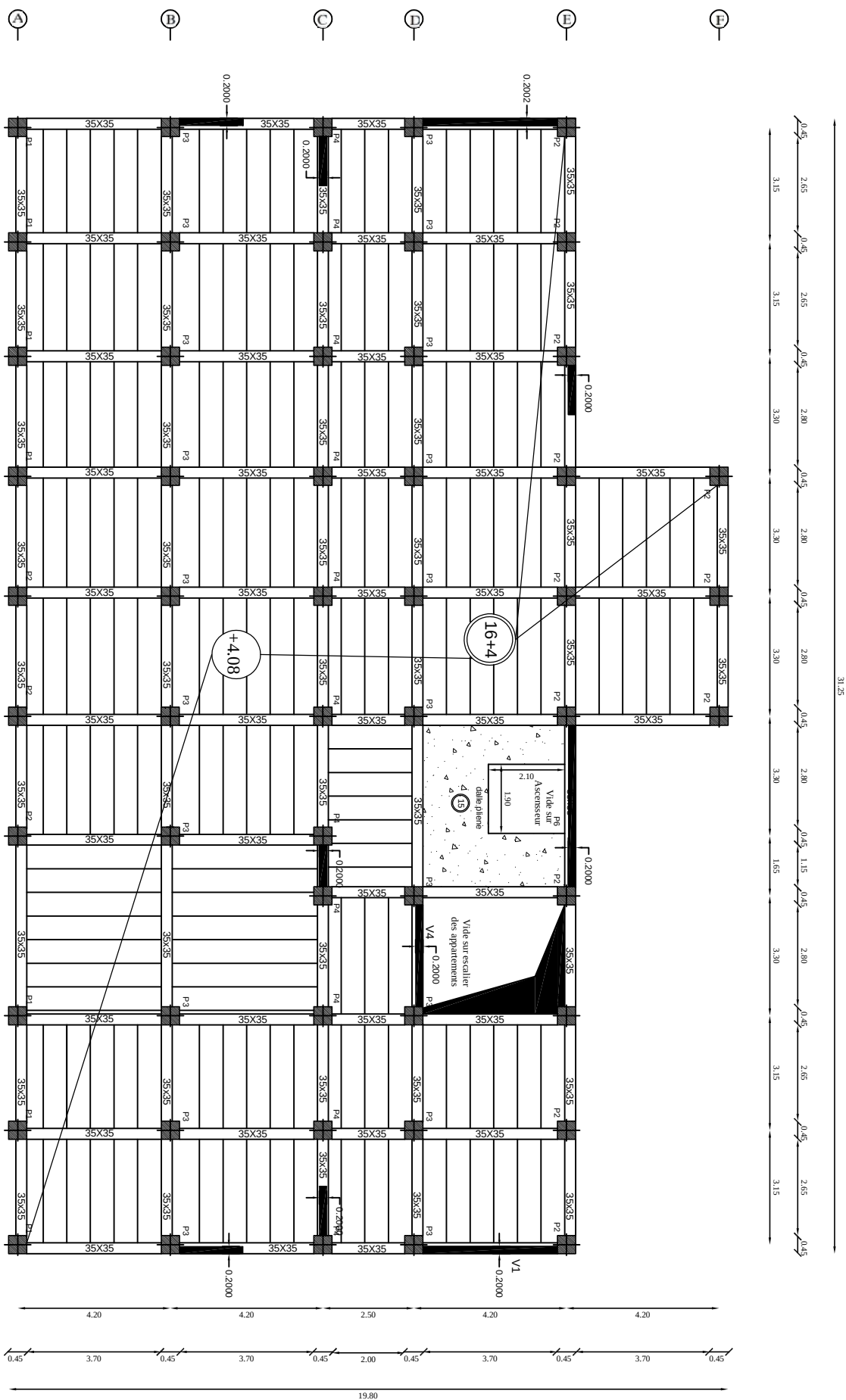


PLAN DE L'ÉTAGE COURANT
(du 2ème au 7ème étage)

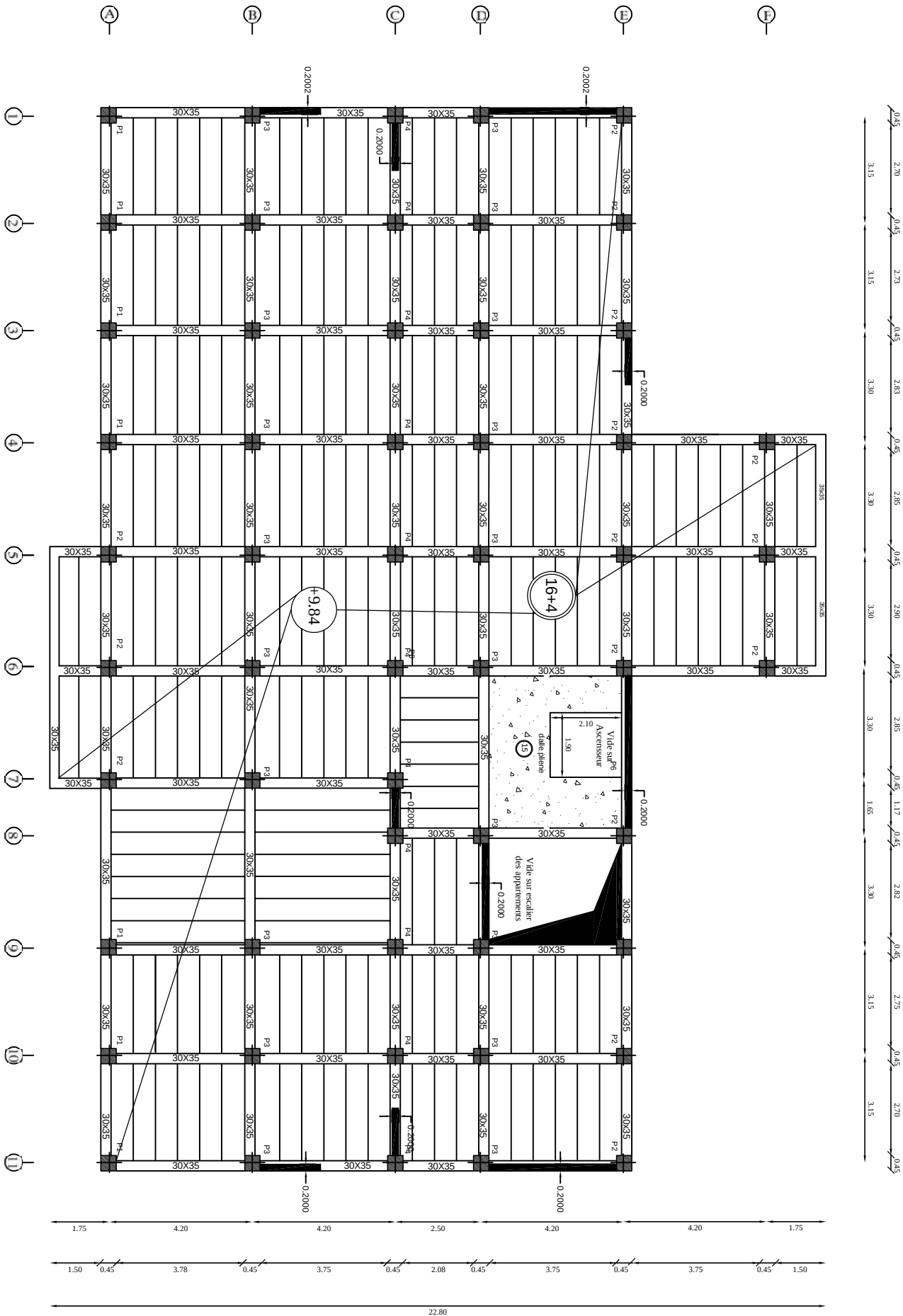
PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS NIVEAU +0.00



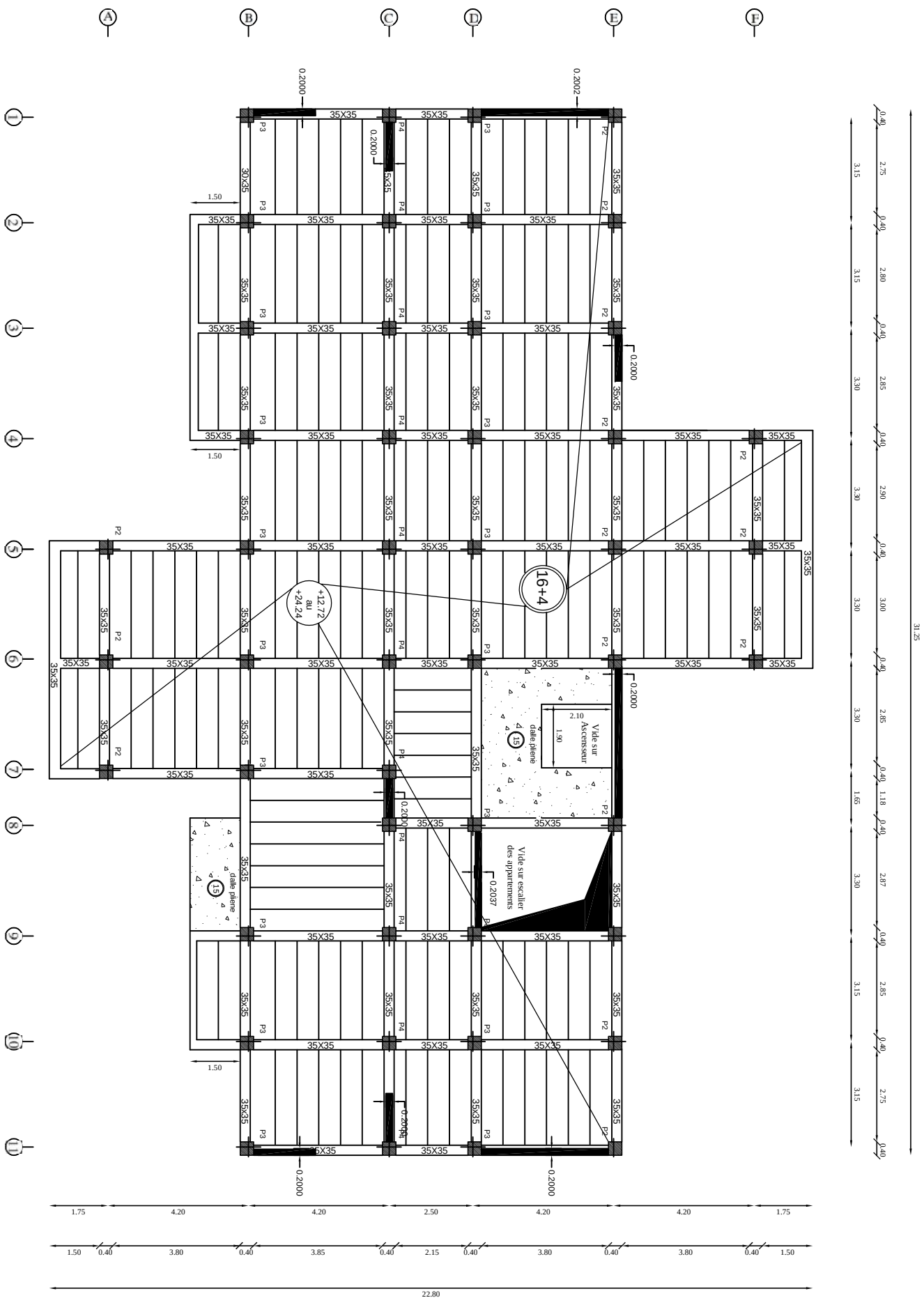
COFFRAGE ET FERRAILLAGE PLANCHER NIVEAU +4.08, +6.96



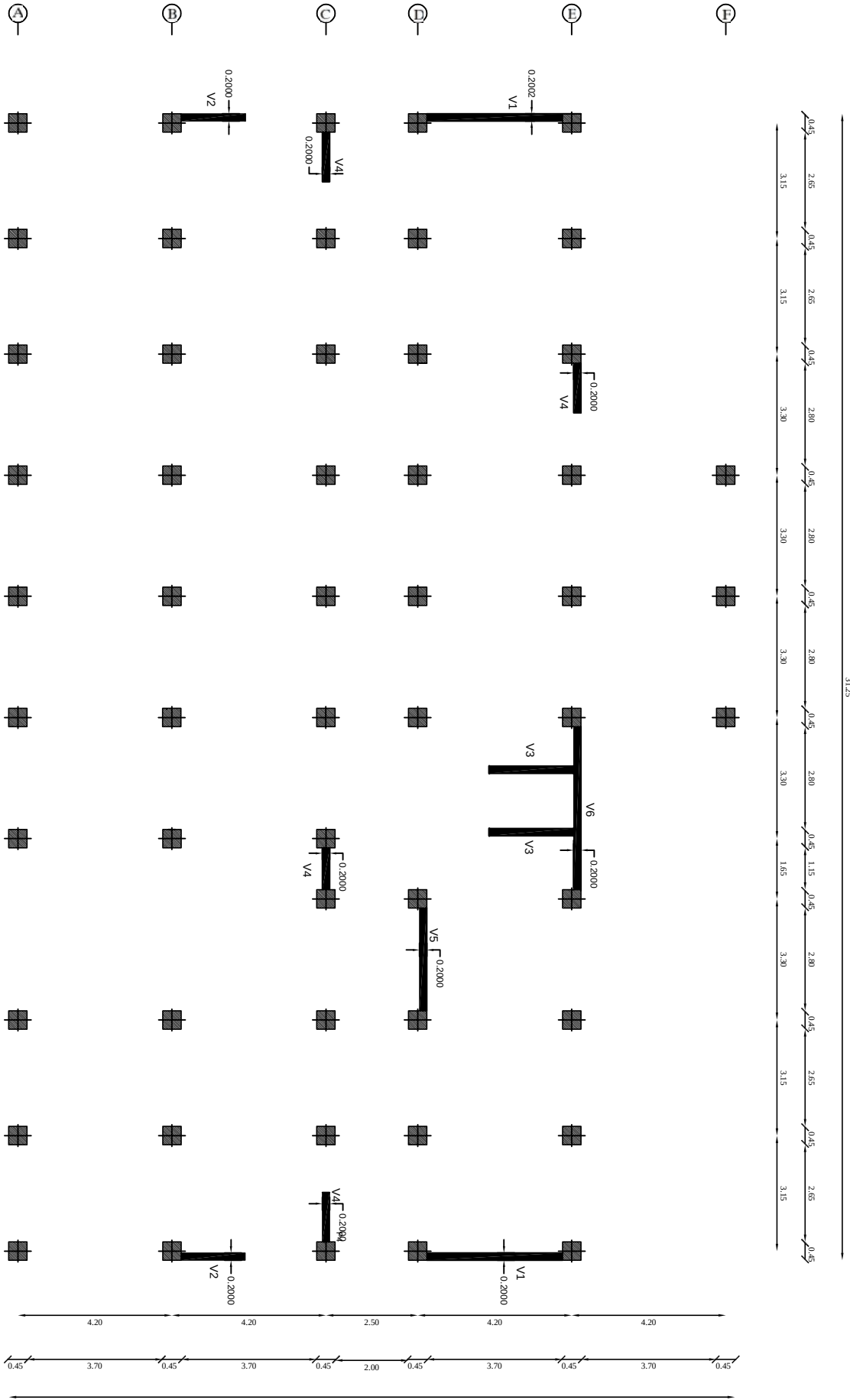
COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +9.84

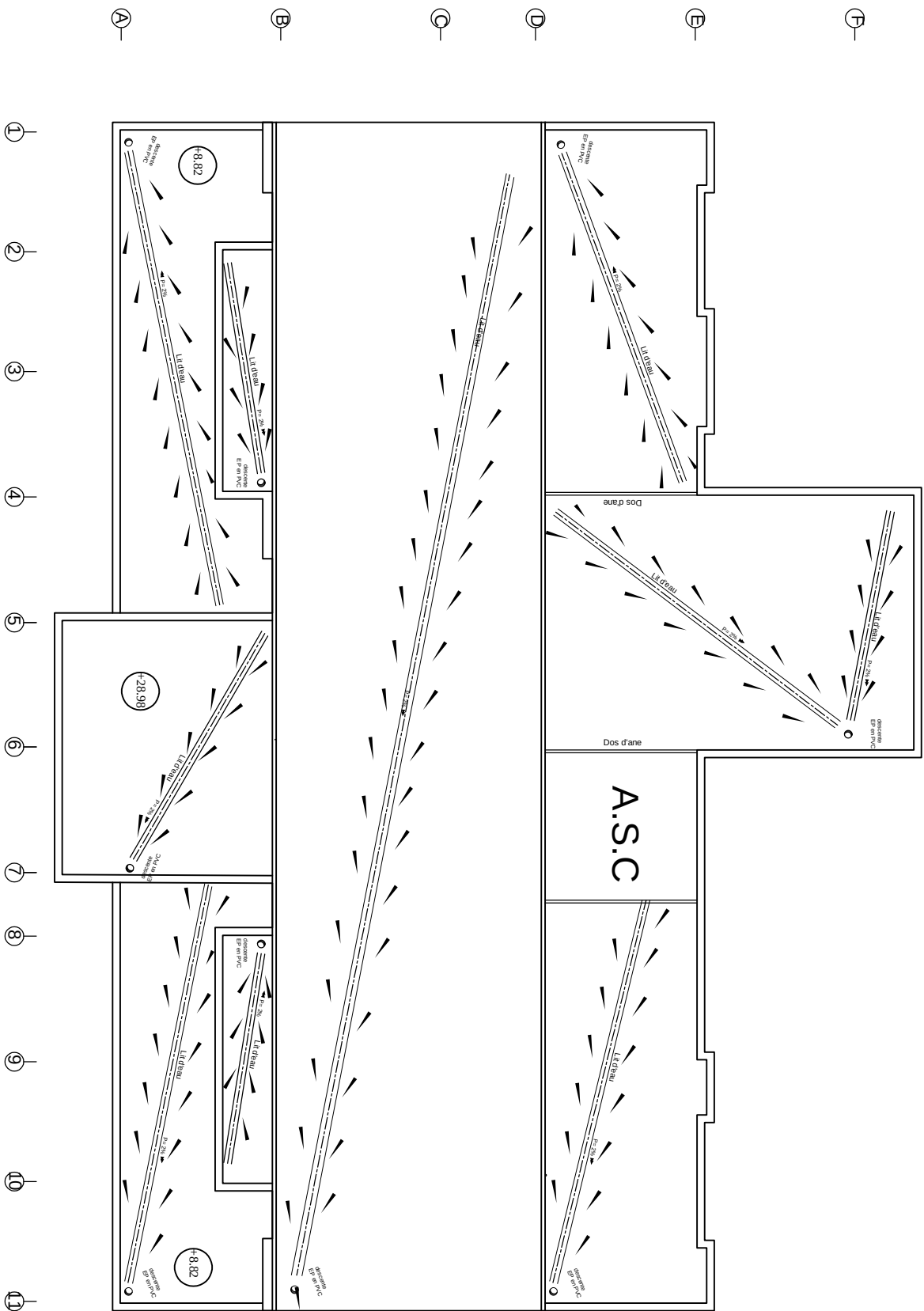


COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +12.72, +15.6, +18.48, +21.36, +24.24.



Plan de répartition des voiles NIVEAU +0.00 Jusqu'à +27.12





VUE EN PLAN SUR PLANCHER TERRASSE

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

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

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

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

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

I- Introduction :

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, et nos calculs vérifiés aux règlements en vigueur de **RPA 99(version 2003)** et les règlements du béton aux états limites **CBA**.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Notre étude va comporter sur une tour en **(R + 7 + l'Entre sol)** à usage d'habitation et service implantée à **AZEFFOUN** wilaya de **TIZI - OUZOU** classée zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- Un **(01)** Entre sol, **RDC** et **1^{er} étage** à usage service.
- six **(06)** étages courants à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier et un ascenseur.

I-2- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total.....	30.18 m
Longueur total.....	30.75 m
Largeur total.....	19.30 m
Hauteur des étages courants.....	2.88 m
Hauteur du RDC.....	2.88 m
Hauteur du l'Entre sol.....	4.08 m
Hauteur de l'acrotère	0.60 m

I-3- Eléments de l'ouvrage :**I-3-1- Ossature :**

L'ossature d'un bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

I-3-2- Planchers : Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

I-3-2- 1- Plancher en corps creux :

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

❖ **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

❖ **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol. Le plancher terrasse et inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux.

I-3-3- Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

I-3-4- Maçonnerie :

- ❖ **Les murs extérieures** : seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm $(10+5+10)=25$ cm.
- ❖ **Les murs de séparation intérieure** : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I-3-5- Escaliers :

C'est un ouvrage qui permet de se relier entre les différents niveaux de la construction. Notre escalier se comporte de trois types d'escalier ; palier de repos à pailasse adjacente coulés sur place en béton armé et d'un ascenseur.

I-3-6- Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier enduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau+cuisine.....céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

I-3-7- Système de coffrage :

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

I-4- Caractéristique mécanique des matériaux :

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton** + **Acier**, qui doivent rependre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

➤ **BÉTON** :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

- **GRANULATS** :

Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravier 750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$)

Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage 150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} \left(\frac{E}{C} \right) = 0.5$

- **RESISTANCE CARACTÉRISTIQUE DU BÉTON** :

on peut définir deux types de résistances.

- a) **Resistance caractéristique à la compression** :

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **fc₂₈** ,

qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $\leq 28 \text{ jours}$, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

A l'âge « j » jours notés f_t donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa (Art / A.2.1, 12 BAEL 91)}$$

On prend $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I-5- MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE DU BÉTON :

a) **Module d'élasticité instantanée** : sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{.....pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) Module d'élasticité différée :

On l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \rightarrow \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \quad \rightarrow \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

I-4-1- MODULE DE DÉFORMATION TRANSVERSALE DU BÉTON :

Il est noté « **G** », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3}).$$

Avec : $\rightarrow E$: module de Young.

. $\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3), c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

I-4-2- CONTRAINTES LIMITES : elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a) Etat Limite Ultime (ELU) : Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « **f_{bc}** » est par

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\clubsuit \theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

$$\clubsuit \theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\clubsuit \theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à j = 28 jours en situation courante on aura :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

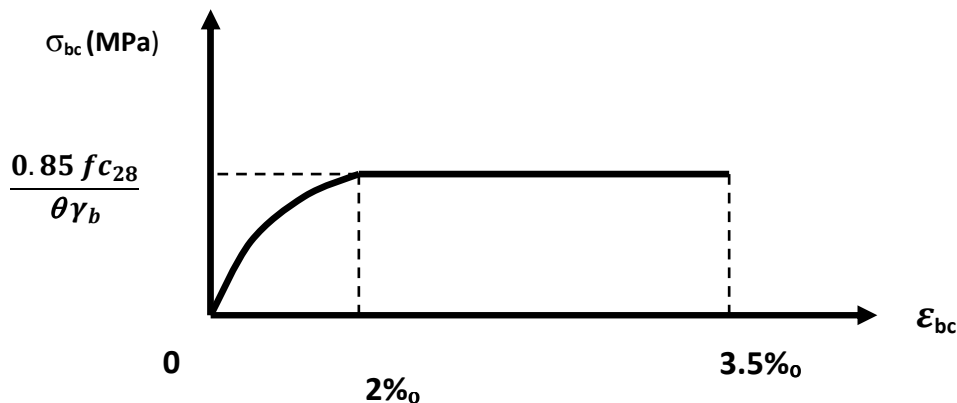


Fig.I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) Contrainte de cisaillement (τ_u) : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

c) Contrainte limite de service (ELS) :

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

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c_j} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible à ELS.

A j = 28 jours ; $\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c28}$  $\overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ MPa}$.

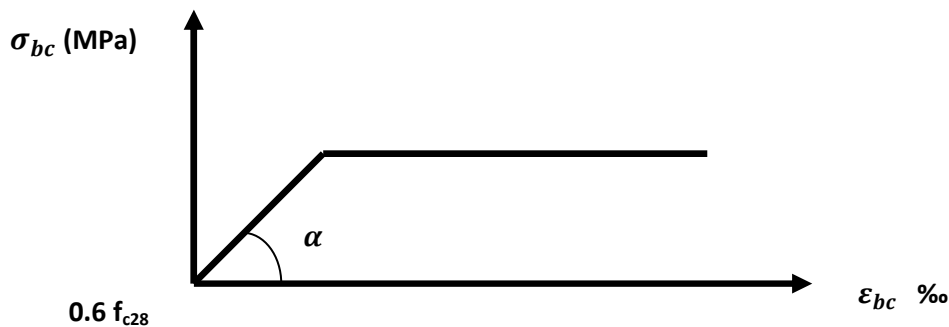


Fig.I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

➤ **ACIERS :**

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.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ✓ **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- ✓ **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

I-6- MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1}).$$

I-6-2- Contrainte limite :

a) Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3}).$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

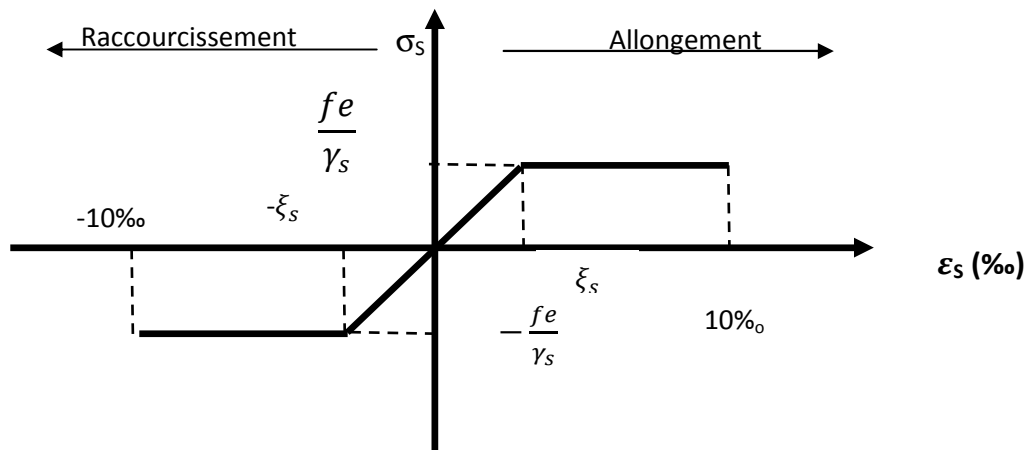


Fig.I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Resistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de scellement ψ
H A	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	400	14‰	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1

b) Contrainte limite de service :

Etat limite d'ouverture de fissuration : Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- ❖ **Fissuration peu nuisible** : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32), cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32})$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable** : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa)}.$$

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

$\eta = 1.3$ pour les HA si $\phi \leq 6$ mm.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Pour les HA 400 et HA 500}$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

I-6-3- PROTECTION DES ACIERS : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)

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

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de **1m** est égale à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure on prend un enrobage : C = 2 cm.

I- Pré dimensionnement des éléments :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la construction (poutres, poteaux, plancher et voiles).

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003**.

I-1- Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits ferrailée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.

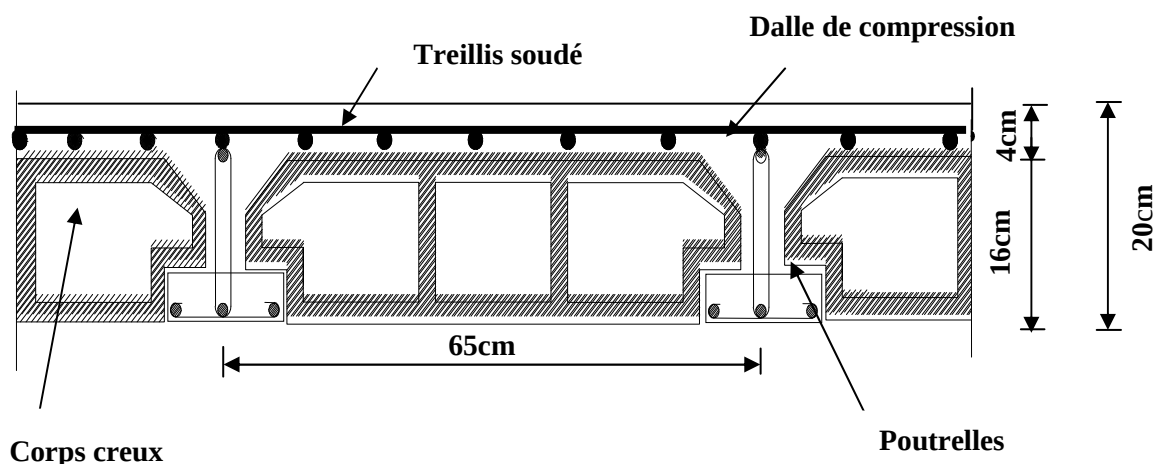


Fig. II.1 : *Coupe d'un plancher en corps creux*

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

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

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{max} = 330 - 25 = 305$ cm

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = 305 / 22.5 = 13.55 \text{ cm.}$$

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

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

I-2 - Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

Avec : L_{max} : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- ➔ Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- ➔ Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

I-1-1- Poutres principales :

$$L_{\max} = 420 \text{ cm}$$

La hauteur : $420/15 \leq h_t \leq 420/10$

$$28 \leq h_t \leq 42 \quad \Rightarrow \quad h_t = 35 \text{ cm.}$$

La largeur : $0.4h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$14 \leq b \leq 25 \quad \Rightarrow \quad b = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

La section de la poutre principale **(b x ht) = (25* 35) cm².**

I-1- 2- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 495 \text{ cm.}$$

La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad h_t = 35 \text{ cm.}$

$$33 \leq h_t \leq 49.5$$

La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$14 \leq b \leq 25$$

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 30cm.

$$b = 25 \text{ cm.}$$

Donc : la section de la poutre secondaire est **(b x ht) = (25* 35) cm².**

➤ **Vérification des exigences :**

- $b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t = 25 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.4 \leq 4 \text{ cm}$ → condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales : $(25 * 35) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(25 * 35) \text{ cm}^2$

I-3 - Les voiles :

I-3 -1- Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

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

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

I-3 -2- L'épaisseur du voile (ep) : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

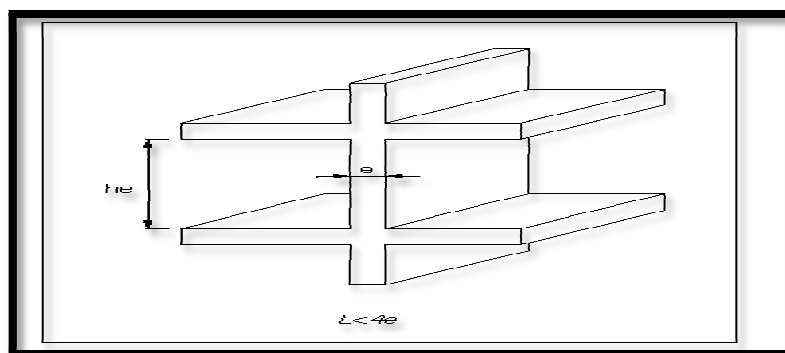


Fig.II.2 : Coupe de voile en élévation

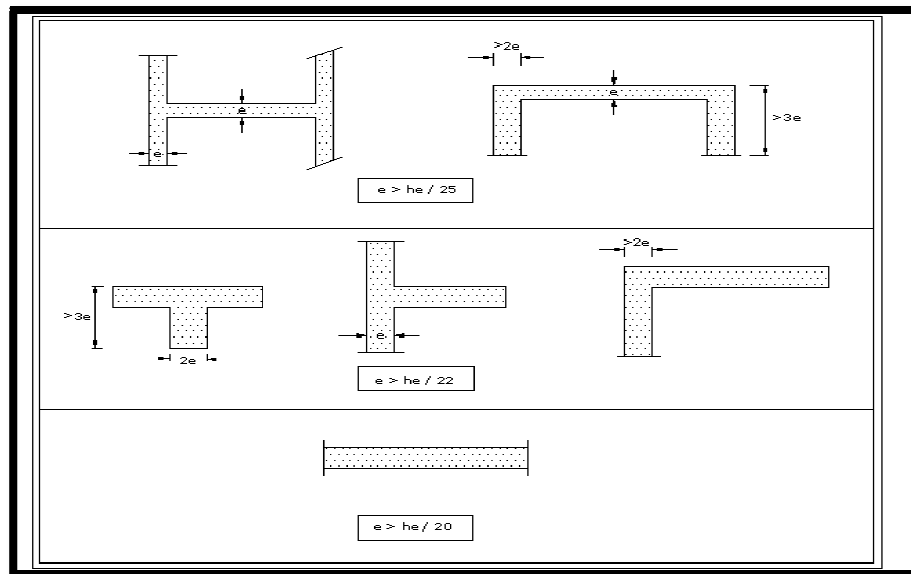


Fig. II.3 : Coupe de voile en plan

Avec : $he = h - ep$ et ep : hauteur de la poutre principale.

$$he = 408 - 35 = 373 \text{ cm.}$$

CAS 1: $a \geq he / 25 = 373 / 25 = 14.92 \text{ cm.}$

CAS 2: $a \geq he / 22 = 373 / 22 = 16.95 \text{ cm.}$

CAS 3: $a \geq he / 20 = 373 / 20 = 18.65 \text{ cm.}$

he: la hauteur libre max d'étage (**he = 373 cm**).

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

❖ Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times ep \Rightarrow L_{\min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : $L_{\min}$: la portée minimale d'un voile.

ep : épaisseur du voile.

I-4 - Les poteaux :

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

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

N_s : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{sol} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

II - Descente de charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

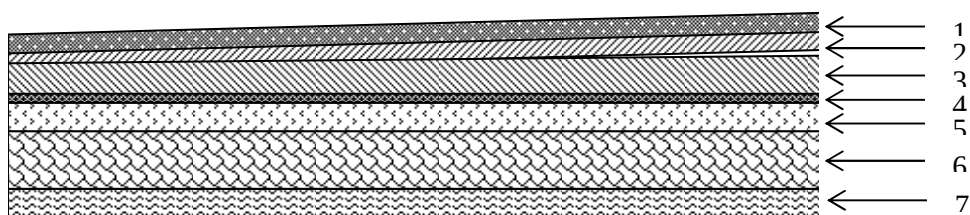
II-1- Charges permanentes :**a) Plancher terrasse (inaccessible) :**

Fig. II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur	Masse volumique	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	1.5	66	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	2.4	0.12
3. Béton en forme de pente	7	22	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	3.2	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	14	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	10	0.2
			$G_t = 5.84 \text{ KN/ m}^2$

b) Plancher étage courant :

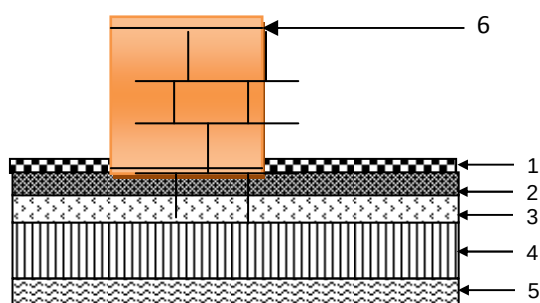


Fig. II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	Masse volumique	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	3	18	0.54
3. Couche de sable	3	22	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.80
5. Enduit de plâtre	2	10	0.20
6. Cloison	10	9	0.90
			$G_t = 5.50$

c) Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

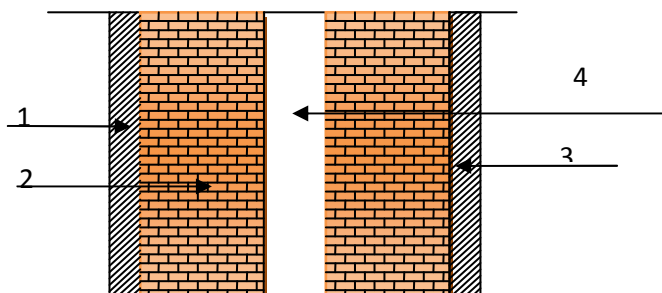


Figure II.6 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur	Masse volumique	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	18	0.36
2. Brique creuse	2x10	9	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	10	0.20
4. Lane d'aire	5	/	/
		/	Gt = 2.36

➤ Mur intérieur :

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur	Masse volumique	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x2	10	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	9	0.9
		/	Gt = 1.3

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

Eléments	Epaisseur (cm)	Masse volumique	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	3	18	0.54
3. Couche de sable	3	22	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
5. Mortier de ciment	2	20	0.4
		/	Gt = 5.75

II-2- Les surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage service → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

III - Descente de charge :

III- 1- Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (B6)

a. Surface d'influence

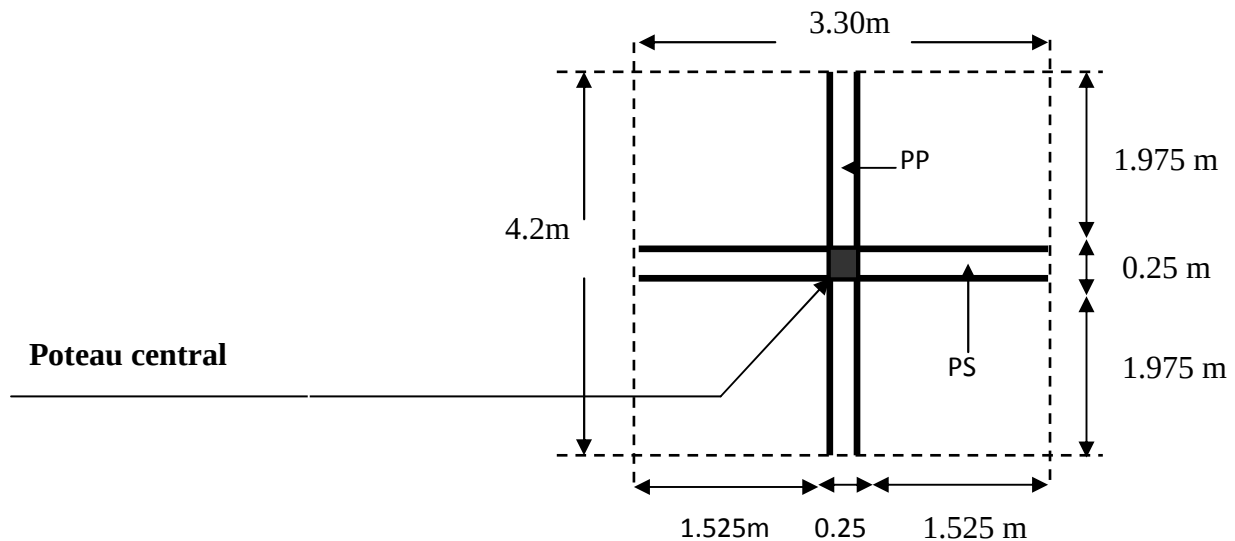


Fig. II.7: surface d'influence du poteau « B6 »

• Section nette :

$$S_n = 4 \times (1.525 + 1.975)$$

$$S_n = 12.05 \text{ m}^2$$

• Section brute :

$$S_b = 4.20 \times 3.30$$

$$S_b = 13.86 \text{ m}^2$$

b. Charge permanente revenant à chaque plancher :

- o Plancher terrasse : $G_t = 5.84 \text{ KN/m}^2$.
- o Plancher étage courant : $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.
- o Plancher RDC : $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.

c. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G \times S$.

- **Plancher terrasse :**

$$P = 5.84 \times 13.86 = 80.942 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage :**

$$P = 5.50 \times 12.05 = 66.275 \text{ KN.}$$

d. Poids propre revenant à chaque poutre :

- **Poutres principales :**

$$P = (0.25 \times 0.35) \times 25 \times 4.20 = 9.187 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P = (0.25 \times 0.30) \times 25 \times 3.30 = 6.187 \text{ KN.}$$

D'où le poids totale :

$$P = 9.187 + 6.187$$

Ce qui donne : **$P = 15.374 \text{ KN.}$**

e. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 13.86 = 13.86 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant $Q_1, Q_2, Q_3 = \dots = Q_5 = 1.50 \times 12.05 = 18.075 \text{ KN.}$
- Plancher RDC, 1^{er} étage, l'Entre - sol : $Q_8 = 2.5 \times 12.05 = 30.125 \text{ KN.}$

f. Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Poids de poteaux de l'Entre-Sol :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25 = 9.18 \text{ KN.}$$

- Poids de poteau du RDC et étage courant :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 2.88 \times 25 = 6.48 \text{ KN.}$$

III -2 - Loi de dégression de charge :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

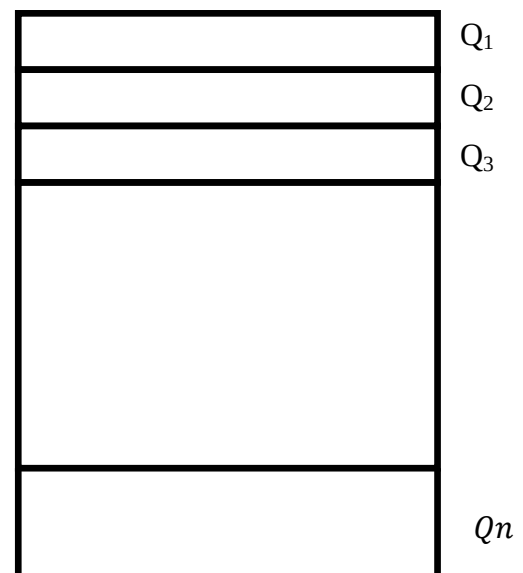
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

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

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

$$n \geq 5$$



III -3 - Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	E /S
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69

Les surcharges cumulées :

Niveau 07 : $Q_0 = 13.86 \text{ KN}$.

Niveau 06 : $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 31.935 \text{ KN}$.

Niveau 05 : $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 48.202 \text{ KN}$.

Niveau 04 : $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 62.662 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 75.315 \text{ KN}$.

Niveau 02 : $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 86.16 \text{ KN}$.

Niveau 01 : $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 104.235 \text{ KN}$.

Niveau RDC : $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 120.804 \text{ KN}$.

Niveau E/S : $Q_8 = Q_0 + 0.69 (5Q_1 + 3Q_8) = 13.86 + 0.69 (5 \times 18.075 + 30.125 \times 3) = 138.577 \text{ KN}$.

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge

NIVEAUX	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q_i	Q_{cum}		Section trouvée	Section adoptée
7	80.942	15.374	/	96.316	96.316	13.86	13.86	110.176	73.451	30x30
6	66.275	15.374	6.48	88.129	184.445	18.075	31.935	216.38	144.253	30x30
5	66.275	15.374	6.48	88.129	272.574	18.075	48.202	320.776	213.851	30x30
4	66.275	15.374	6.48	88.129	360.703	18.075	62.662	423.365	282.243	35x35
3	66.275	15.374	6.48	88.129	448.832	18.075	75.315	524.147	349.431	35x35
2	66.275	15.374	6.48	88.129	536.961	18.075	86.16	623.121	415.414	35x35
1	66.275	15.374	6.48	88.129	625.09	30.125	104.235	729.325	486.217	40x40
RDC	66.275	15.374	6.48	88.129	713.219	30.125	120.804	834.023	556.015	40x40
E/S	66.275	15.374	9.18	90.829	804.048	30.125	138.577	942.625	628.417	40x40

Vérification relative aux coffrages :**(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois. Et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e : \text{ est la hauteur libre du poteau.}$$

✓ Poteau (30x30)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b, h) = 30 \geq \frac{376}{20} = 18.8 \text{ cm} \\ 1/4 < 30/30 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ Poteau (35x35)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 35 \geq 25 \\ \text{Min } (b, h) = 35 \geq 18.8 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ Poteau (40x40)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min } (b, h) = 40 \geq 18.8 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Nota :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdes, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles à fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (Éviter la rotule plastique).

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux à fin de :

- Respecter les recommandations des experts.
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

Vérification au flambement :

Lorsque 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 les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b^4/12$

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12}0.7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

$$\rightarrow \text{Poteau (30 x 30)} \dots \lambda = 2.42 \times 2.88 / 0.30 = 23.232 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau (35 x 35)} \dots \lambda = 2.42 \times 2.88 / 0.35 = 19.91 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau (40 x 40)} \dots \lambda = 2.42 \times 2.88 / 0.40 = 17.42 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau E/S (40 x 40)} \dots \lambda = 2.42 \times 4.08 / 0.40 = 24.68 < 50$$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)**.

III-1 - Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » dû à son poids propre et à un effort horizontal « **Q** » dû à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

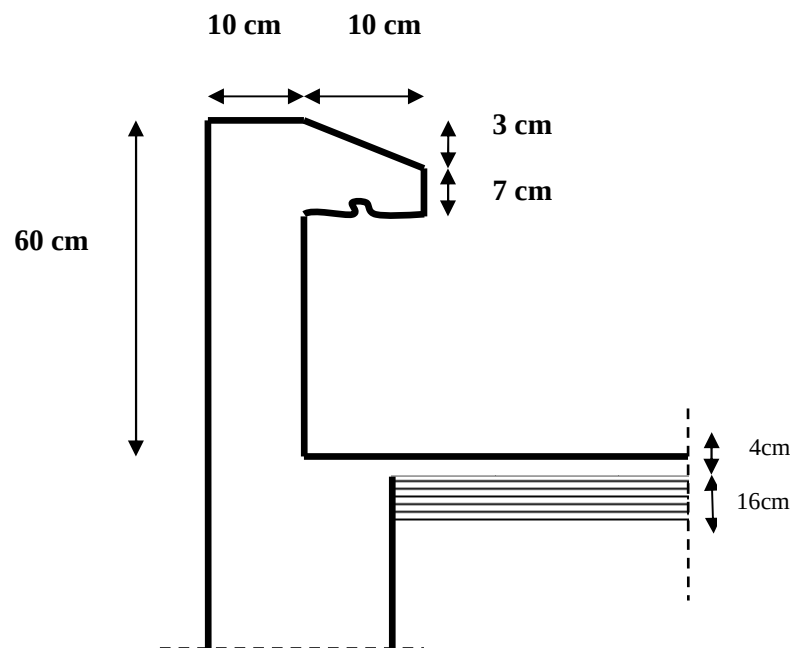


Fig. 1 : coupe verticale de l'acrotère

III-1 -1- Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation: $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN .m}$$

III -1-2 - Diagramme des efforts :

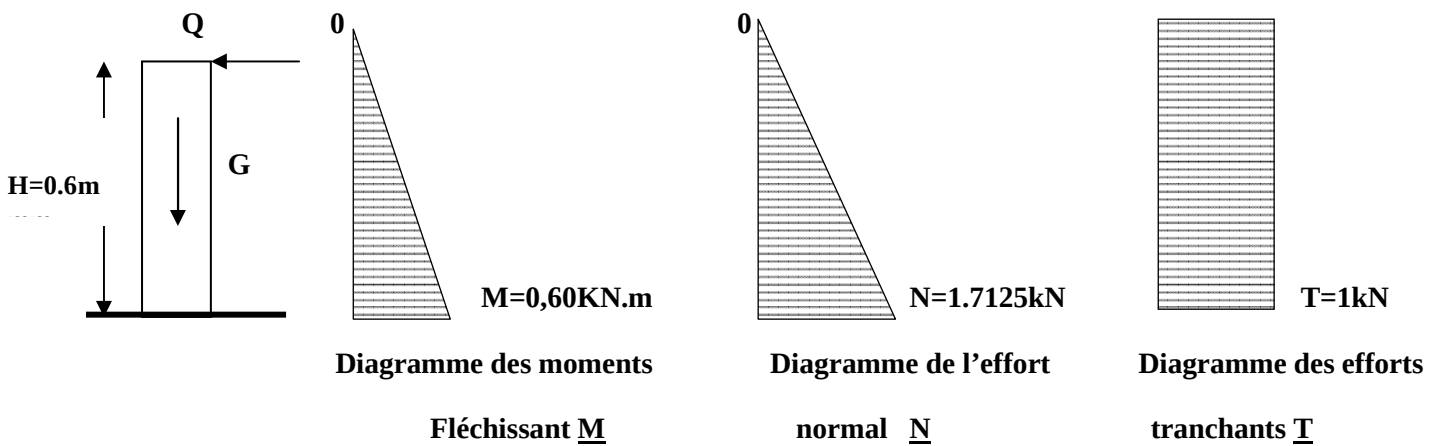


Fig. 2: Schema statique de calcul de l'acrotère.

III-1-3 - Combinaisons de Charge :

➤ **ELU :** $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (du à Q).}$$

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

➤ **ELS :** $G + Q$

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

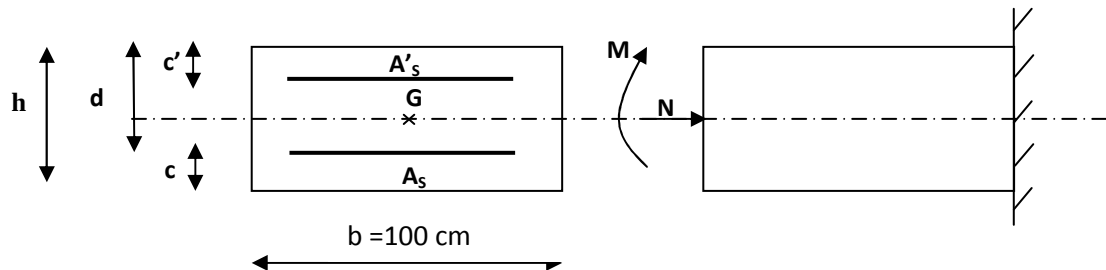
$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

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

III-1-4 - Ferrailage de l'acrotère :

A-Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).



B- Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389\text{m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à

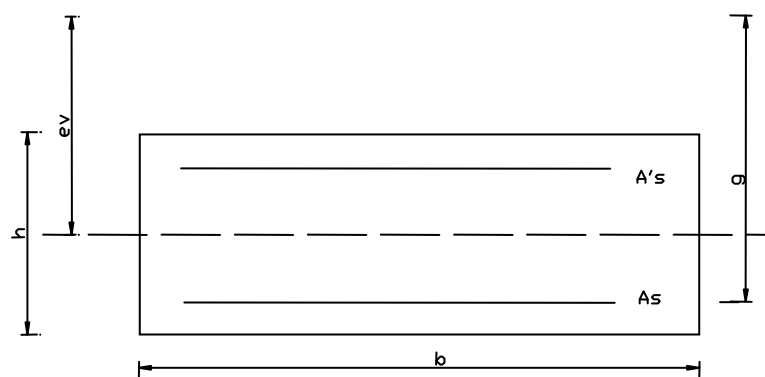
l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **Mu** : moment du à la compression ; **Nu** : effort de compression ;

Cp : centre de pression ; **eu** : excentricité ;

C : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **M_f** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



C - Calcul en flexion simple :**C -1- Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec : $g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right)\right] = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **A_{sc} = 0**.

$$\mu_b = 0.0106 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.995$$

C - 2- Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

Donc : $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.350 \text{ cm}^2$.

C - 3- Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.350 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.284$$

$$A_s = 0.284 \text{ cm}^2$$

D - Vérifications:**D-1- Vérification à l'ELU :****D-1- 1- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0.905 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est $4\text{HA } 8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

✓ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.505 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de 25 cm^2 .

D-1-2- Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

Et $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.018 \leq \min \{0.15, 25/1.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est}$$

vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

D-1-3- Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.207 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad$ donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

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

D-1-4- Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

D-2- Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

$$\text{Les aciers} \quad \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ f_e \leq 400 \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min\{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; avec : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 \Rightarrow K_1 = 47.50 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} ; \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$ avec : $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa} ; \text{ et } \sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

C - Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nota :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : $4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : $4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

III-2 - Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre.

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

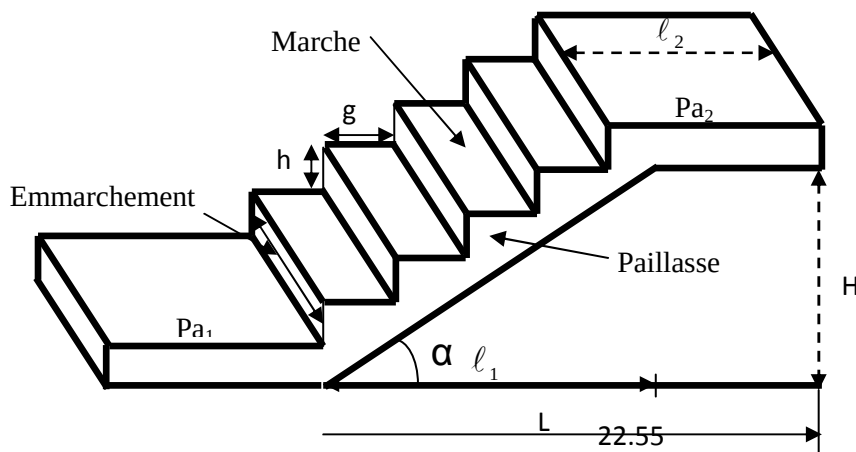


Fig.3. Terminologie de l'escalier

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type :

- E/S : escalier à 4 volées identiques et 3 paliers de repos
- RDC et Etage courant : escalier à trois volées et deux paliers de repos avec palier de départ.

Dans notre cas les 4 volées de L'entre sol et les deux volées de l'étage courant sont identiques, donc on optera pour les mêmes études pour toutes les volées

III-2-1-Calcul de l'escalier du RDC et l'étage courant:**a - Pré dimensionnement :**

La hauteur des étages est $H = 2.88$ m; elle comporte trois volées dont deux sont identiques et deux paliers de repos.

Pour dimensionner les marches et les contres marches on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

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

On prend en compte ce qui suit

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

En habitation collectif, l'emmarchement

Doit être ≥ 120 cm, la profondeur du palier de repos est $L_2 \geq 110$ cm ou $L_2 \geq 3g$.

On prend : $h = 17$ cm d'où $n = 18$

On les divise en trois volées, deux identiques

Avec $n = 6$ et $n = 6$ pour la troisième volée.

✓ **Les deux volées :**

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{150}{6-1} = 30 \text{ cm}$$

✓ **La troisième:**

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{140}{6-1} = 28 \text{ cm}$$

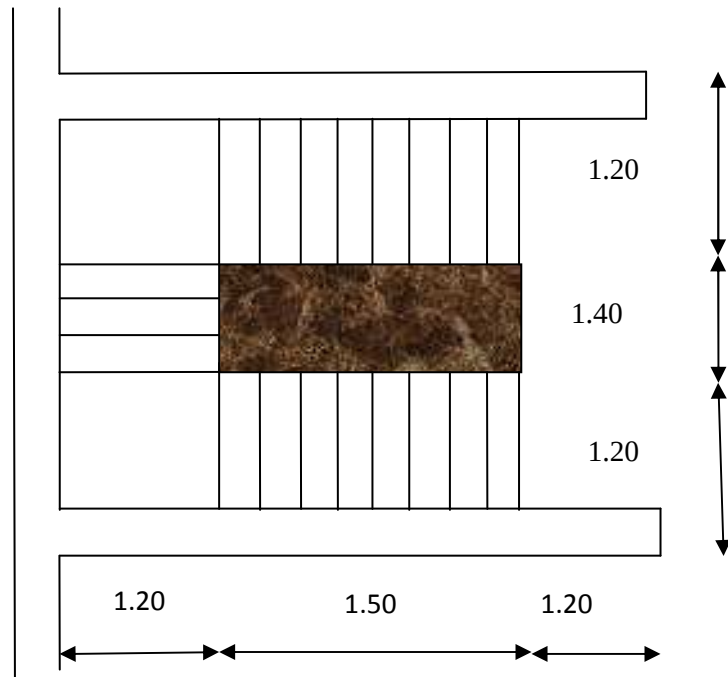
b- Vérification de la relation de Blondel :

✓ **Les deux volées :**

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 66 \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **La troisième :**

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) = 28 + (2 \times 17) \leq 66 \Rightarrow 59\text{cm} \leq 62 \leq 66\text{cm} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



c - Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

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

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L': \text{Longueur en plan de la volée}$$

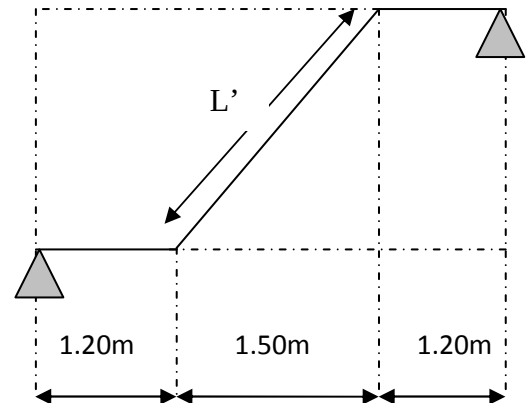
L_0 : longueur des paliers et de la paillasse

$$H = n \times h = 1.02 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{30} = \frac{102}{150} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{150}{0,826} = 181,60 \text{ [cm]}$$

$$L_0 = \frac{150}{\cos \alpha} + 2 \times 120 = \frac{150}{0,826} + 240 = 421,59$$



$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow 14,05 \leq e \leq 21,07 \text{ cm}$$

On adopte pour $e = 15[\text{cm}]$.

A-1- Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

A -1-1- Charges et surcharges :

✓ La volée :

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Paillasse	(25 x 0.2) / 0.82 = 6.09
Marche	(25 x 0.17) / 2 = 2.13
Revêtements :	
Carrelage	22 x 0.02 = 0.44
Mortier de pose	22 x 0.02 = 0.44
Lit de sable	18 x 0.02 = 0.36
Enduit ciment	22 x 0.015 = 0.33
Gard de corps	0.2
	G = 9.96 KN / m²

✓ Le palier :

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

Surcharges d'exploitation : selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$.

A-1-2- Combinaison de charges :

✓ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée 1 : $q_{u1} \text{ (vol 1)} = (1.35 \times 9.96 + 1.5 \times 2.5) = 17.20 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{u3} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) = 12.17 \text{ KN / m}$

✓ ELS : $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_{s1} = (9.96 + 2.5) = 12.46 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s3} = (6.24 + 2.5) = 8.74 \text{ KN / m}$

A -2- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

Calcul de 1^{ère} partie

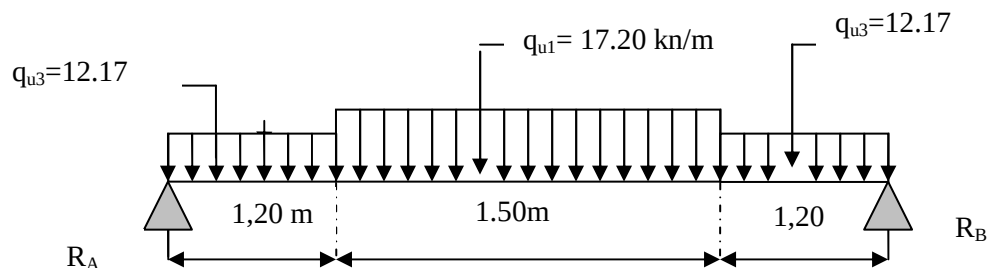


Schéma statique

A -2-1- Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.20q_{u3} + 1.50q_{u1} + 1.20q_{u3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 12.17 + 1.50 \times 17.20 + 1.20 \times 12.17 = 55.01 \text{ KN / ml}.$$

$$R_A + R_B = 55.01 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + q_{u1} \times 1.50 \times \left(1.20 + \frac{1.50}{2}\right) + q_{u3} \times 1.20 \times (0.6 + 1.50 + 1.2)$$

$$R_B \times 3.9 = 12.17 \times 1.20 \times 0.6 + 17.20 \times 1.50 (1.20 + 0.75) + 12.17 (0.6 + 1.50 + 1.20)$$

$$R_B = \frac{8.76 + 50.31 + 40.161}{3.9} = \frac{99.231}{3.9} = 25.44 \text{ KN.}$$

$$R_A = 55.01 - 25.44 = 29.57 \text{ KN}$$

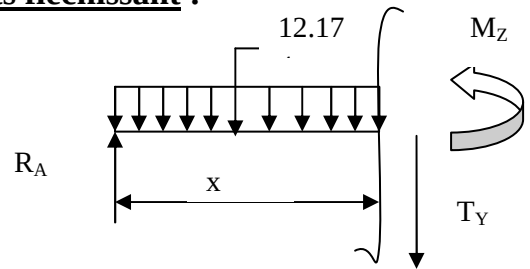
$$R_A = 29.57 \text{ KN}$$

A -2-2- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$.

$$T(x) = R_A - q_{u3}x$$

$$T(x) = 29.57 - 12.17x$$



$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 29.57 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = 29.57 - 12.17 \times 1.20 = 29.57 - 14.604 = 14.966 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u3}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u3}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u3}} = \frac{29.57}{12.17} = 2.42 \text{ m}$$

$$x = 2.42 \text{ m, } 2.42 \notin [0; 1.20].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 29.57x - \frac{12.17}{2}x^2$$

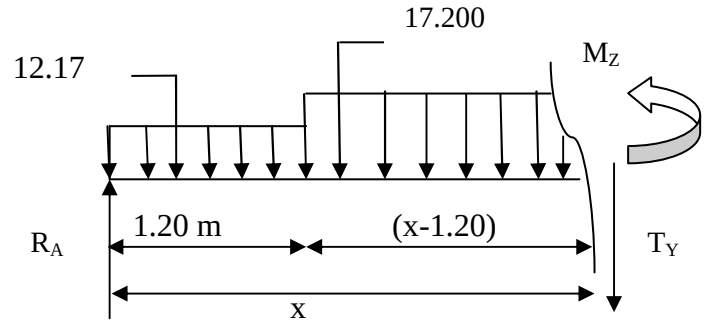
$$M(x) = 29.57x - 6.085x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, & M(x=1.20) = 26.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1.20 \leq x \leq 2.7$

$$T(x) = R_A - q_{u3}(1.20) - q_{u1}(x-1.20)$$

$$\begin{cases} T(x=1.20) = 29.57 - 12.17 \times 1.20 = 14.97 \text{ KN} \\ T(x=2.7) = 29.57 - 12.17 \times 1.20 - 17.20(2.7 - 1.20) = -10.83 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_Z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u3} \times 1.20 - (x-1.20) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u3} \times 1.20 + 1.20 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.07 \text{ m}$$

$$x = 2.07 \text{ m} ; \quad x \in [1.20, 2.7].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \times 1.20 \times (x - 0.6) - q_{u1} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

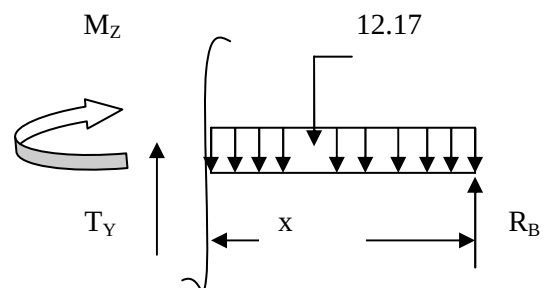
$$M(x) = 29.57 x - 12.17 \times 1.20 (x - 0.6) - 17.20 \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.20) = 29.57(1.20) - 12.17 \times 1.20(1.20 - 0.6) = 26.72 \text{ KN.m} \\ M(x=2.7) = 29.57(2.7) - 12.17 \times 1.20(2.7 - 0.6) - 17.20 \left(\frac{(2.7 - 1.20)^2}{2} \right) \\ M(x=2.7) = 29.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$T(x) = -R_B + q_{u3}x.$$

$$T(x) = -25.44 + 12.17x.$$



$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -25.44 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = -25.44 + 12.17 \times 1.20 = -25.44 + 14.604 = -10.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 25.44x - \frac{12.17}{2} x^2$$

$$M(x) = 25.44 x - 6.085 x^2.$$

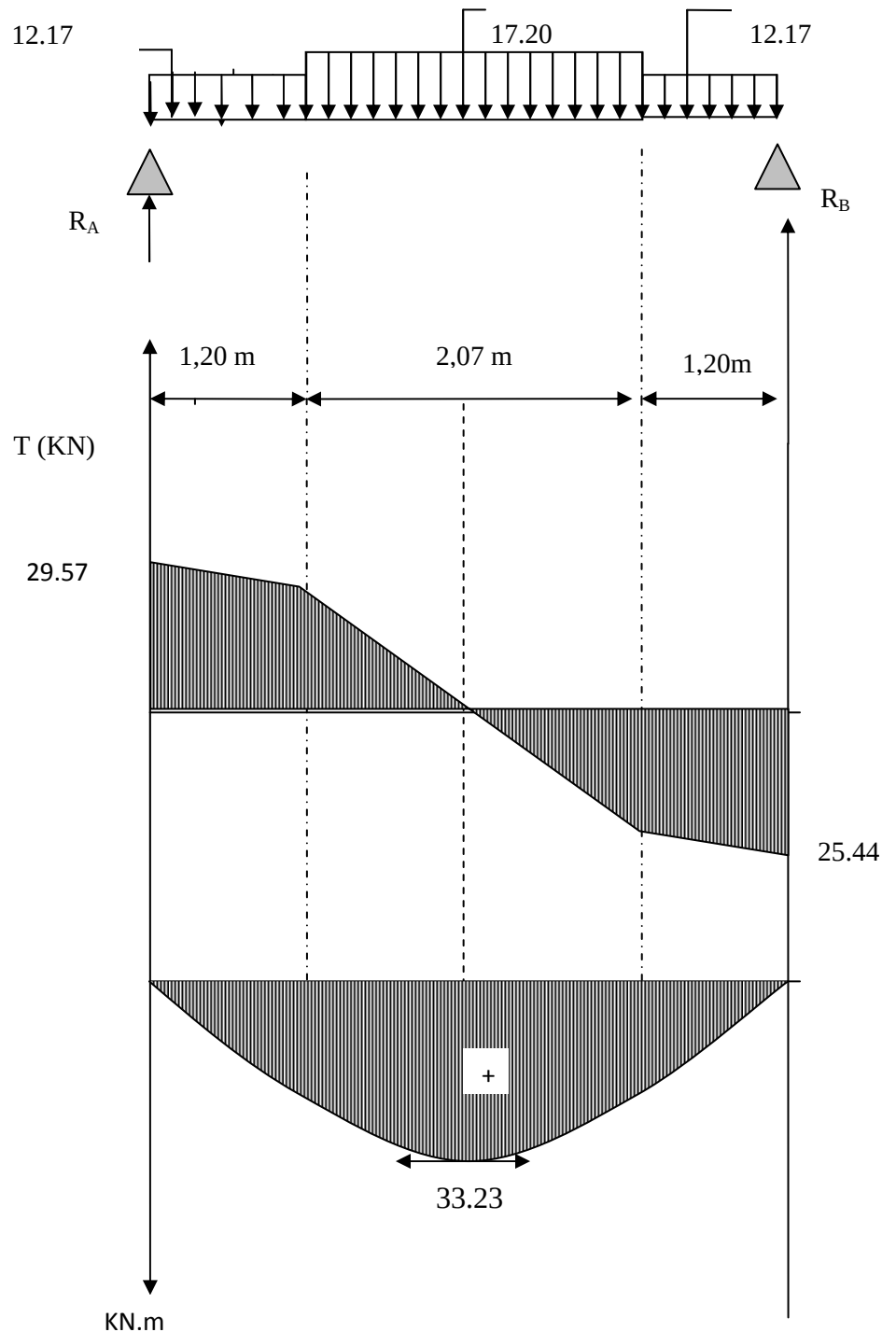
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.20 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.20) = 21.76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

On a : pour $x = 2.07 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.07) = 29.57(2.07) - 12.17 \times 1.20(2.07 - 0.6) - 17.20 \left(\frac{(2.07 - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.07) = 33.23 \text{ KN.m}$$

Fig.4. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES**Remarque :**

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

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (33.23) = -9.97 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (33.23) = 28.25 \text{ KN.m}$

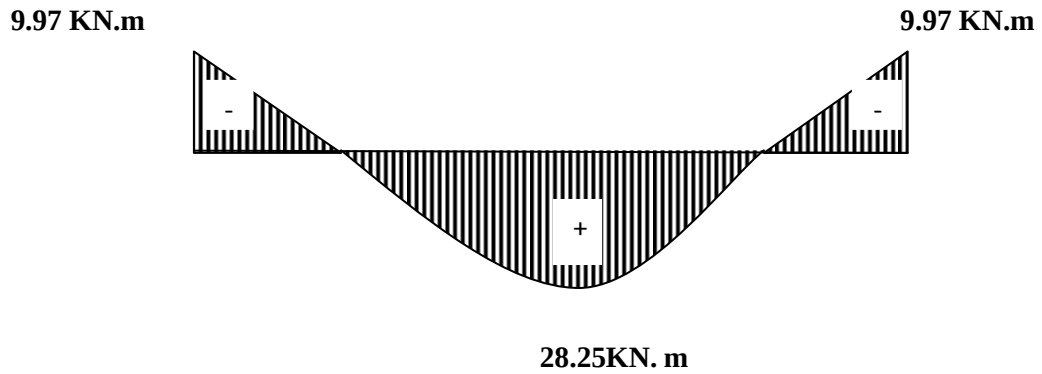


Fig.5. Diagramme des moments fléchissant(ELU)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

A-2-3- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

✓ Aux appuis :

$$M_u = - 9.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.97 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_b = 0.042 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.979$$

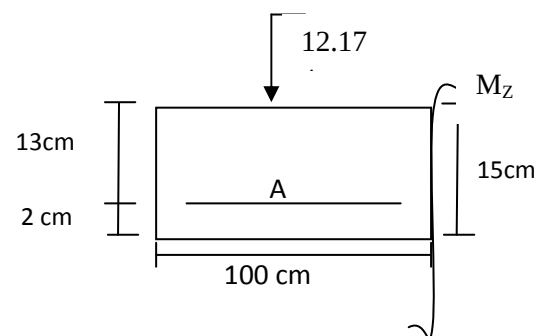
$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.97 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 2.25 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

o Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$** .



✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.25 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.112 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.112 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.940$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{28.25 \cdot 10^3}{0.940 \times 13 \times 348} = 6.64 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA } 14 = 7.69 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

o Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{AH}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

A-3- Vérification :

A -3-1- Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A -3-2- Espacement des barres :

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

o Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

O Armatures de répartition :

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

A-3-3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 36.33 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 13 cm

$$\tau_{se} = \frac{29.57}{0.9 \times 13 \times 21.98} = 0.115 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.115 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.115 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)**

$$L_s = \frac{\phi_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 L_s**

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75$$

❖ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.227 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

(BAEL 91 Art A.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appui égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 130 = 117 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 117 \times 1000 \times 25 = 780975 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 29.57 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \Rightarrow \quad A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

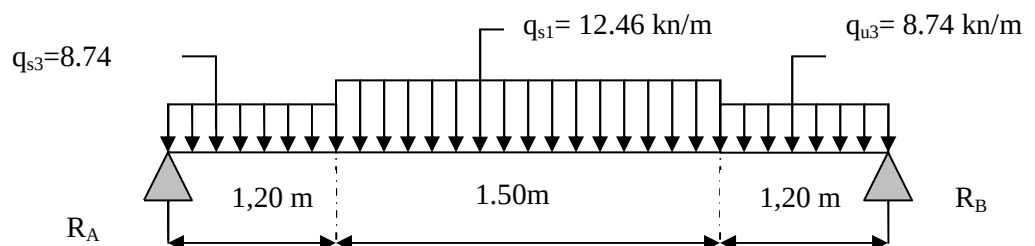
$$A_a \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \times \left(29.57 - \frac{9.97 \times 10^2}{11.7} \right)$$

$$A_a \geq 0.07 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > 0.07 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

A-4- Calcul à l'ELS :

A-4-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:



A -4-2- Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.20q_{s3} + 2.24q_{s1} + 1.20q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 8.74 + 1.50 \times 12.46 + 1.20 \times 8.74 = 39.66 \text{ KN / ml}$$

$$R_A + R_B = 39.66 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s3} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + q_{s1} \times 1.50 \times \left(1.20 + \frac{1.50}{2} \right) + q_{s3} \times 1.20 \times (0.6 + 1.50 + 1.2)$$

$$R_B \times 3.9 = 8.74 \times 1.20 \times 0.6 + 12.46 \times 1.50 (1.20 + 0.75) + 8.74 \times 1.20 (0.6 + 1.50 + 1.20)$$

$$R_B = \frac{6.29 + 36.45 + 34.61}{3.9} = \frac{77.351}{3.9} = 19.83 \text{ KN.}$$

$$R_A = 39.66 - 19.83 = 19.83 \text{ KN.}$$

$$R_A = 19.83 \text{ KN.}$$

A -4-3- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ **1^{ier} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.20$

$$T(x) = R_A - q_{s3} \cdot x.$$

$$T(x) = 19.83 - 8.74 x$$

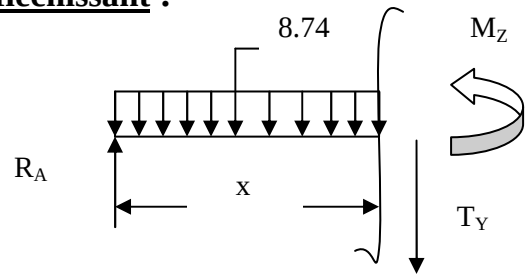
$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 19.83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1.20) = 19.83 - 8.74 \times 1.20 = 19.83 - 10.49 = 9.34 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 19.83x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 19.83 x - 4.37 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, \quad M(x=1.20) = 17.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

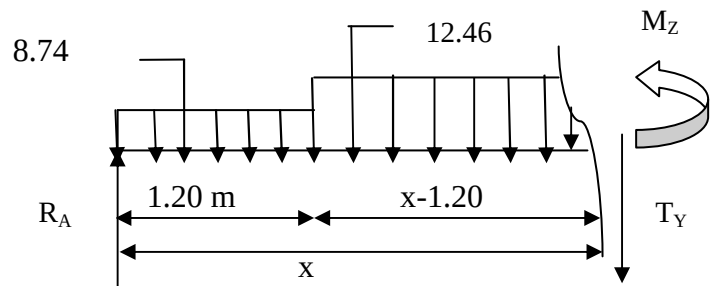


➤ **2^{ieme} tronçon** : $1.20 \leq x \leq 2.7$

$$T(x) = R_A - q_{s3} (1.20) - q_{s1} (x-1.20)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1.20) = 19.83 - 8.74 \times 1.20 = 9.34 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=2.7) = 19.83 - 8.74 \times 1.20 - 12.46(2.7 - 1.20) = -9.34 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



A -4-4- Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_Y = 0$ et $M_Z = \max$:

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s3} \times 1.20 - (x-1.20) q_{s1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s3} \times 1.20 + 1.20 \times q_{s1}}{q_{s1}} = 1.95 \text{ m}$$

$$x = 1.95 \text{ m} ; \quad x \in [1.20, 2.7]$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \times 1.20 \times (x - 0.6) - q_{s1} \left(\frac{(x-1.20)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 19.83 x - 8.74 \times 1.20 (x - 0.6) - 12.46 \left(\frac{(x-1.20)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.20) = 19.83(1.20) - 8.74 \times 1.20(1.20 - 0.6) = 17.50 \text{ KN.m} \\ M(x=2.7) = 19.83(2.7) - 8.74 \times 1.20(2.7 - 0.6) - 12.46 \left(\frac{(2.7 - 1.20)^2}{2} \right) \\ M(x=2.7) = 24.97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

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

$$T(x) = -R_B + q_{s3}x.$$

$$T(x) = -19.83 + 8.74x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = -19.83 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = -19.83 + 8.74 \times 1.20 = -19.83 + 10.49 = -9.34 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 19.83x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 19.83x - 4.37x^2.$$

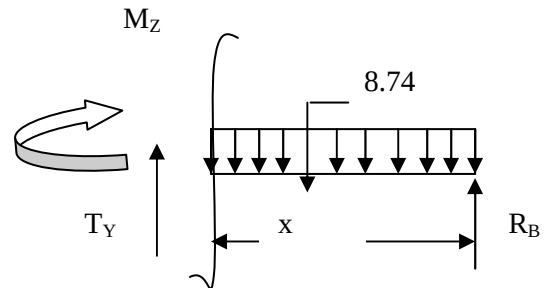
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, \quad M(x=1.20) = 17.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

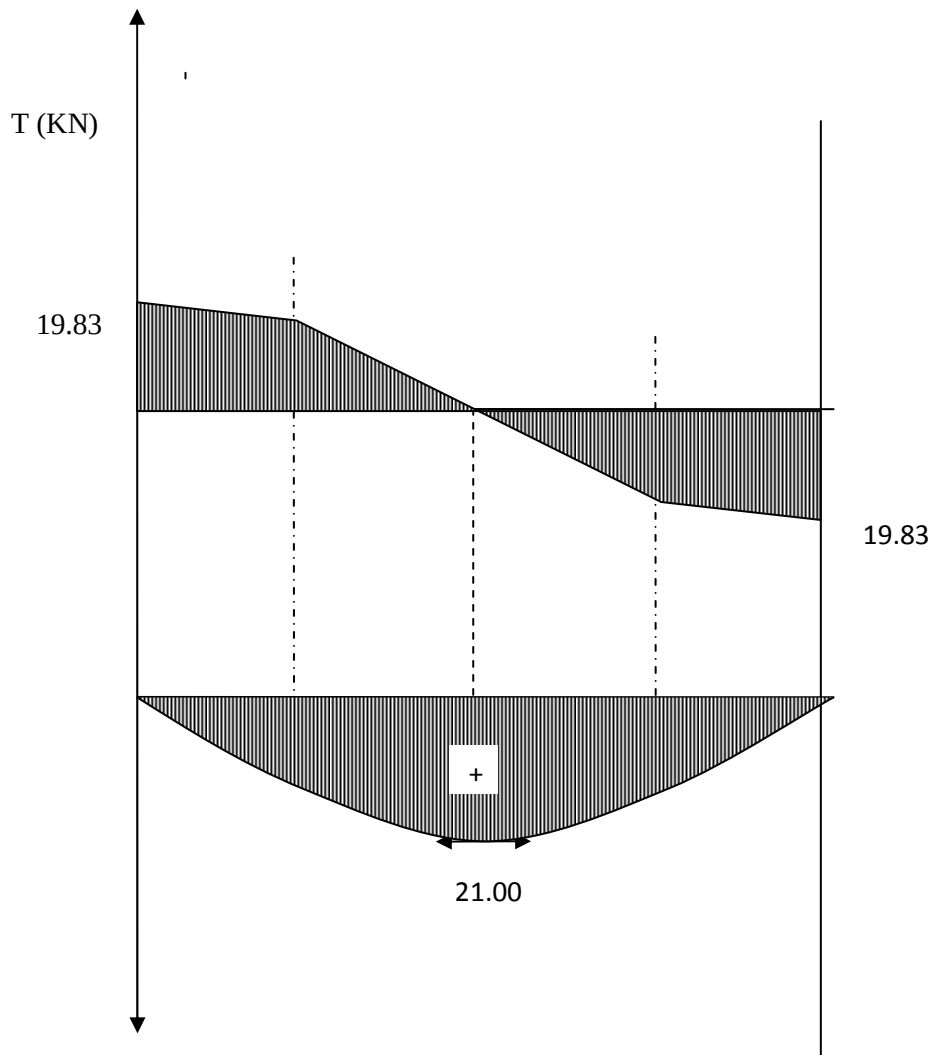
➤ **Calcul du moment max :**

On a pour : $x = 1.95 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1.95) = 19.83(1.95) - 8.74 \times 1.20(1.95 - 0.6) - 12.46 \left(\frac{(1.95 - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(1.95) = 21.00 \text{ KN.m}$$



**Remarque :**

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

Aux appuis : $M_s^a = -0.3 M^{max} = -0.3 (21.00) = -6.3 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{max} = 0.85 (21.00) = 17.85 \text{ KN.m}$

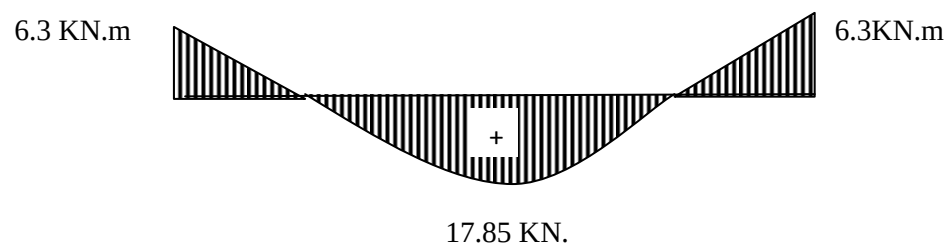


Fig.6. Diagramme des moments fléchissant (ELS)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

A -5- Vérification à l'ELS :**A -5-1- Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0,192$$

$$\rho_1 = 0,192 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,929 \\ K_1 = 55.42 \\ K = 0.018 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{6.3 \times 10^3}{2.51 \times 0,929 \times 13} = 207.8 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,018 \times 207.8 = 3.74 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 13} = 0,593 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.886 \\ K = \frac{1}{28.86} = 0,034 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{17.85 \times 10^3}{7.69 \times 0,9 \times 13} = 198.39 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,034 \times 198.39 = 6.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.74 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A-5-2- Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

A -5-3- Vérification de la flèche :

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

$$\text{➤} \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤} \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.038 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{17.85}{10 \times 21.00} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤} \quad \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{7.69}{100 \times 13} = 0.005 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche est obligatoire.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8.74 ; 12.46) = 12.46 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

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

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

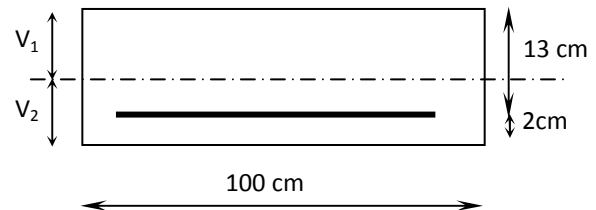
$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (13)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 13) = 1679.83 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7.69) = 1615.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1679.83}{1615.35} = 1.04 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 1.04 = 13.96 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((1.04)^3 + (13.96)^3) + 15 \times 7.69 \times (13.96 - 2)^2$$

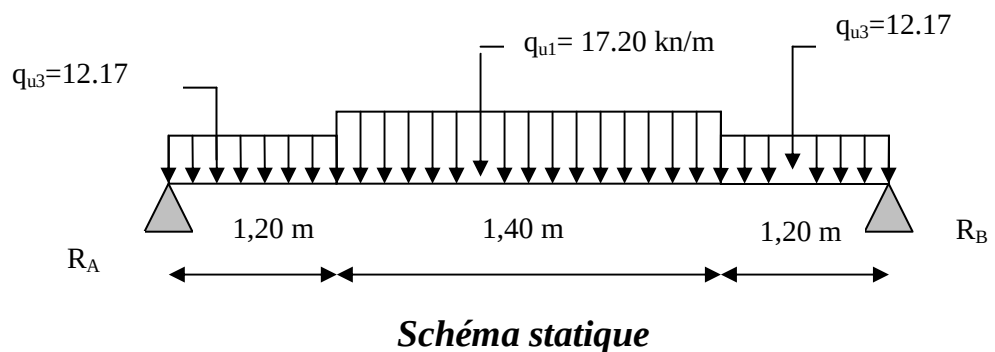
$$I = 107221.17 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.46 \times 10^3 \times (3.9)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 107221.17 \times 10^{-8}} = 0.0032m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.9}{500} = 0.0078m$$

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

• **Calcul de la 2^{ème} partie**



A -6-1- Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.20q_{u3} + 1.50q_{u1} + 1.20q_{u3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 12.17 + 1.40 \times 17.20 + 1.20 \times 12.17 = 53.29 \text{ KN / ml .}$$

$$R_A + R_B = 53.29 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + q_{u1} \times 1.40 \times \left(1.20 + \frac{1.40}{2}\right) + q_{u3} \times 1.20 \times (0.6 + 1.40 + 1.2)$$

$$R_B \times 3.8 = 12.17 \times 1.20 \times 0.6 + 17.20 \times 1.40 (1.20 + 0.7) + 12.17 (0.6 + 1.40 + 1.20)$$

$$R_B = \frac{8.76 + 45.752 + 38.944}{3.8} = \frac{93.456}{3.8} = 24.59 \text{ KN.}$$

$$R_A = 53.29 - 24.59 = 28.7 \text{ KN}$$

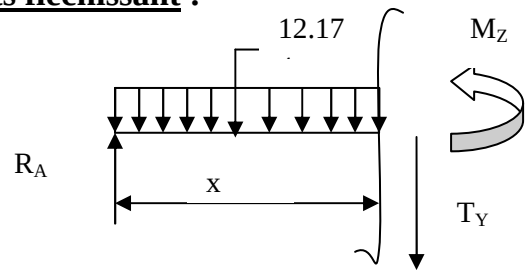
$$R_A = 28.7 \text{ KN}$$

A -6-2- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$.

$$T(x) = R_A - q_{u3}x$$

$$T(x) = 28.7 - 12.17x$$



$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 28.7 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = 28.7 - 12.17 \times 1.20 = 28.7 - 14.604 = 14.1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u3}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u3}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u3}} = \frac{28.7}{12.17} = 2.36 \text{ m}$$

$$x=2.36 \text{ m}, \quad 2.36 \notin [0; 1.20].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 28.7x - \frac{12.17}{2}x^2$$

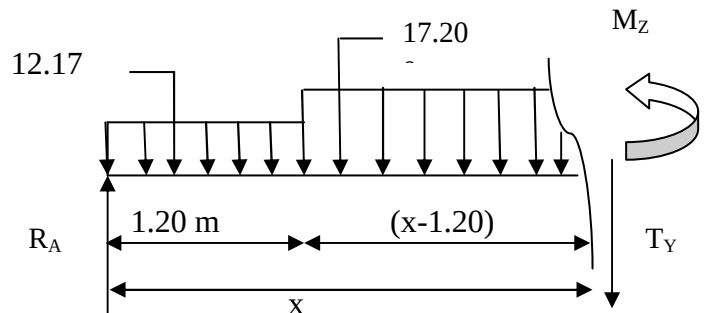
$$M(x) = 28.7x - 6.085x^2$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, & M(x=1.20) = 25.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1.20 \leq x \leq 2.6$

$$T(x) = R_A - q_{u3}(1.20) - q_{u1}(x-1.20)$$

$$\begin{cases} T(x=1.20) = 28.7 - 12.17 \times 1.20 = 14.1 \text{ KN} \\ T(x=2.6) = 28.7 - 12.17 \times 1.20 - 17.20(2.6 - 1.20) = -9.98 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_Y = 0$ et $M_Z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u3} \times 1.20 - (x-1.20) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u3} \times 1.20 + 1.20 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.02 \text{ m}$$

$$x = 2.02 \text{ m} ; \quad x \in [1.20, 2.6].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \times 1.20 \times (x - 0.6) - q_{u1} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

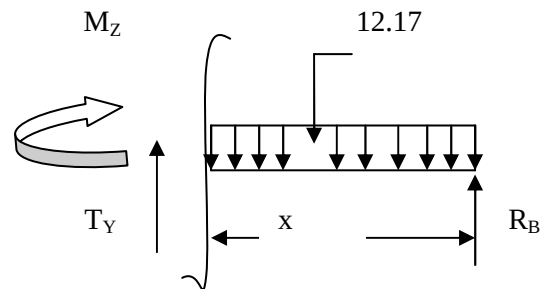
$$M(x) = 28.7x - 12.17 \times 1.20 (x - 0.6) - 17.20 \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.20) = 28.7(1.20) - 12.17 \times 1.20(1.20 - 0.6) = 25.68 \text{ KN.m} \\ M(x=2.6) = 28.7(2.6) - 12.17 \times 1.20(2.6 - 0.6) - 17.20 \left(\frac{(2.6 - 1.20)^2}{2} \right) \\ M(x=2.6) = 28.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$T(x) = -R_B + q_{u3}x.$$

$$T(x) = -24.59 + 12.17x.$$



$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -24.59 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = -24.59 + 12.17 \times 1.20 = -24.59 + 14.604 = -9.99 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 24.59x - \frac{12.17}{2} x^2$$

$$M(x) = 24.59x - 6.085x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, & M(x=1.20) = 20.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max :

On a : pour $x = 2.02 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.02) = 28.7(2.02) - 12.17 \times 1.20(2.02 - 0.6) - 17.20 \left(\frac{(2.02 - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.02) = 31.45 \text{ KN.m}$$

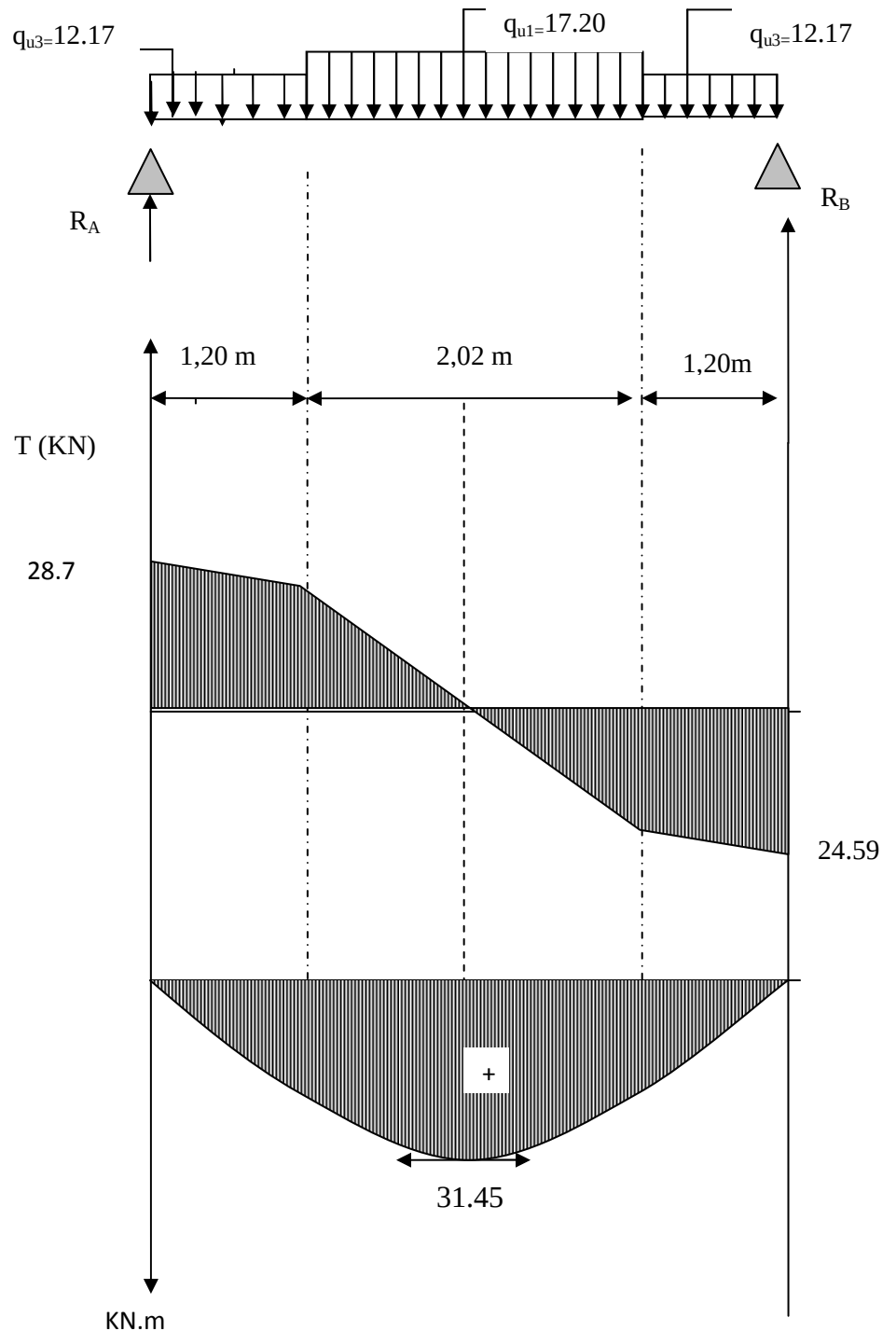


Fig.7. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

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

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (31.45) = -9.45 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (31.45) = 26.73 \text{ KN.m}$

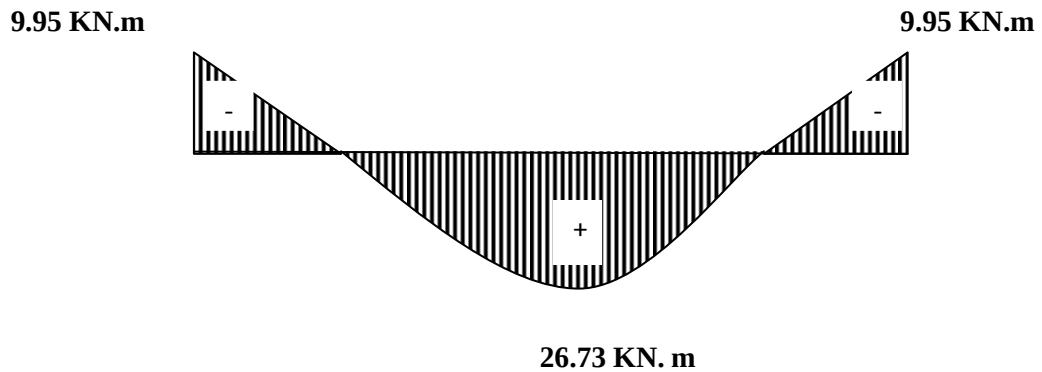


Fig.8. Diagramme des moments fléchissant(ELU)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

A-6-3- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$

✓ **Aux appuis :**

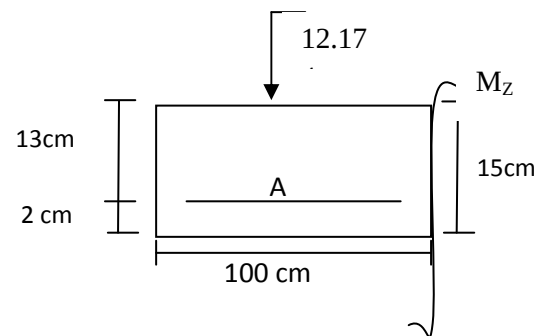
$M_u = -9.95 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.95 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.040$$

$\mu_b = 0.0420 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.980$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.95 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 2.24 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **$S_t = 20 \text{ cm}$** .



o Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{26.73 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.110 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.110 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.942$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{26.73 \cdot 10^3}{0.942 \times 13 \times 348} = 6.27 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 5HA 14 = 7.69 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

o Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH12 = 4.52 cm²** ; Avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

A-6-4 Vérification :**A-6-4-1- Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A-6-4-2- Espacement des barres :

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

o Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

O Armatures de répartition :

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 20\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

A-6-4-3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 36.33 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 13 cm

$$\tau_{se} = \frac{28.7}{0.9 \times 13 \times 21.98} = 0.112 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.112 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.112 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)**

$$L_s = \frac{\phi_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 L_s**

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28.7 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.220 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.220 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

(BAEL 91 Art A.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appui égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 130 = 117 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 117 \times 1000 \times 25 = 780975 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 28.7 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{f_e}}{\gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

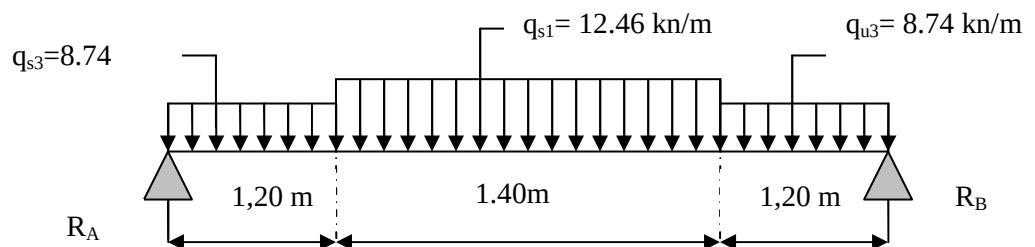
$$A_a \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \times \left(28.7 - \frac{9.95 \times 10^2}{11.7} \right)$$

$$A_a \geq -1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > -1.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A-6-5 - Calcul à l'ELS :

A -6-5-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:



A -6-5-2- Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.20q_{s3} + 2.24q_{s1} + 1.20q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 8.74 + 1.40 \times 12.46 + 1.20 \times 8.74 = 38.42 \text{ KN / ml}$$

$$R_A + R_B = 38.40 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{s3} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + q_{s1} \times 1.40 \times \left(1.20 + \frac{1.40}{2} \right) + q_{s3} \times 1.20 \times (0.6 + 1.40 + 1.20).$$

$$R_B \times 3.8 = 8.74 \times 1.20 \times 0.6 + 12.46 \times 1.40 (1.20 + 0.70) + 8.74 \times 1.20 (0.6 + 1.40 + 1.20)$$

$$R_B = \frac{6.29 + 33.14 + 33.56}{3.8} = \frac{77.351}{3.8} = 19.20 \text{ KN.}$$

$$R_A = 38.40 - 19.20 = 19.20 \text{ KN.}$$

$$R_A = 19.20 \text{ KN.}$$

A -6-5-3- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$

$$T(x) = R_A - q_{s3} \cdot x.$$

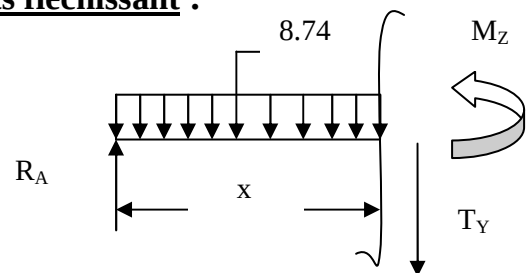
$$T(x) = 19.20 - 8.74 x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 19.20 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = 19.20 - 8.74 \times 1.20 = 19.20 - 10.49 = 8.71 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 19.83x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 19.20 x - 4.37 x^2.$$

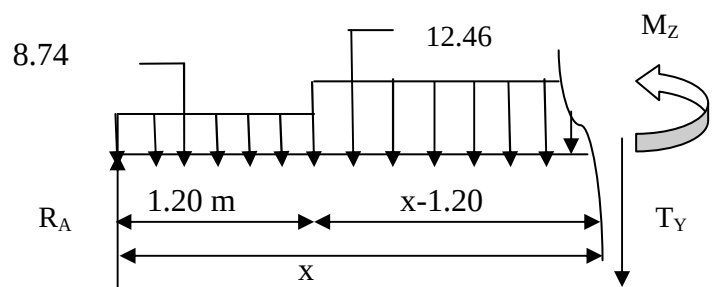
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, & M(x=1.20) = 16.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ 2^{ieme} tronçon : $1.20 \leq x \leq 2.6$

$$T(x) = R_A - q_{s3}(1.20) - q_{s1}(x-1.20)$$

$$\begin{cases} T(x=1.20) = 19.20 - 8.74 \times 1.20 = 8.71 \text{ KN.} \\ T(x=2.6) = 19.20 - 8.74 \times 1.20 - 12.46(2.6 - 1.20) = -8.73 \text{ KN.} \end{cases}$$



A -6-5-4- Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_Y = 0$ et $M_Z = \max$:

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s3} \times 1.20 - (x-1.20) q_{s1} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s3} \times 1.20 + 1.20 \times q_{s1}}{q_{s1}} = 1.9 \text{ m}$$

$$x = 1.9 \text{ m} ; x \in [1.20, 2.6]$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \times 1.20 \times (x - 0.6) - q_{s1} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 19.20 x - 8.74 \times 1.20 (x - 0.6) - 12.46 \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.20) = 19.20 (1.20) - 8.74 \times 1.20 (1.20 - 0.6) = 16.75 \text{ KN.m} \\ M(x=2.6) = 19.20 (2.6) - 8.74 \times 1.20 (2.6 - 0.6) - 12.46 \left(\frac{(2.6 - 1.20)^2}{2} \right) \\ M(x=2.6) = 16.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$T(x) = -R_B + q_{s3} x.$$

$$T(x) = -19.20 + 8.74 x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -19.20 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = -19.20 + 8.74 \times 1.20 = -19.20 + 10.49 = -8.71 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 19.20 x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 19.20 x - 4.37 x^2.$$

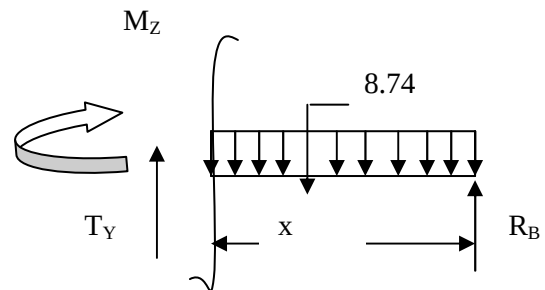
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20 \text{ m}, & M(x=1.20) = 16.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

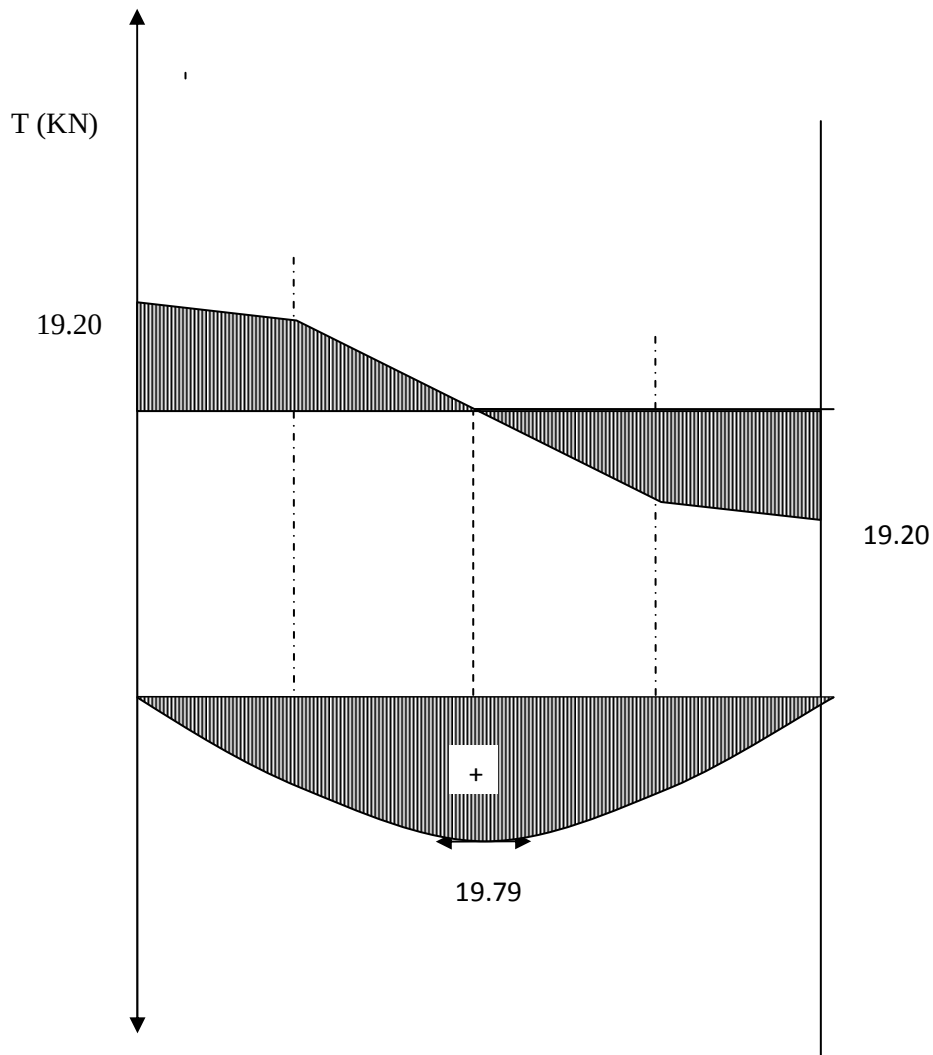
➤ **Calcul du moment max** :

On a pour : $x = 1.9 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1.9) = 19.20 (1.9) - 8.74 \times 1.20 (1.9 - 0.6) - 12.46 \left(\frac{(1.9 - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(1.9) = 19.79 \text{ KN.m}$$



**Remarque :**

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

Aux appuis : $M_s^a = -0.3 M^{\text{max}} = -0.3 (19.79) = -5.94 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{\text{max}} = 0.85 (19.79) = 16.83 \text{ KN.m}$

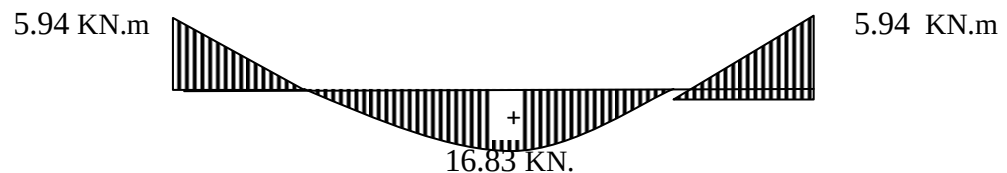


Fig.9. Diagramme des moments fléchissant (ELS)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

A -7- Vérification à l'ELS :**A-7-1- Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0,192$$

$$\rho_1 = 0,192 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,929 \\ K_1 = 55.42 \\ K = 0.018 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{5.94 \times 10^3}{2.51 \times 0,929 \times 13} = 195.95 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,018 \times 195.95 = 3.52 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 13} = 0,593 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.886 \\ K = \frac{1}{28.86} = 0,034 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{16.83 \times 10^3}{7.69 \times 0,9 \times 13} = 187.05 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,034 \times 187.05 = 6.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.35 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A-7-2- Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

A-7-3- Vérification de la flèche :

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

$$\text{➤} \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{380} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤} \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{380} = 0.039 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16.83}{10 \times 19.79} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤} \quad \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{7.69}{100 \times 13} = 0.005 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche est obligatoire.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8.74 ; 12.46) = 12.46 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

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

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

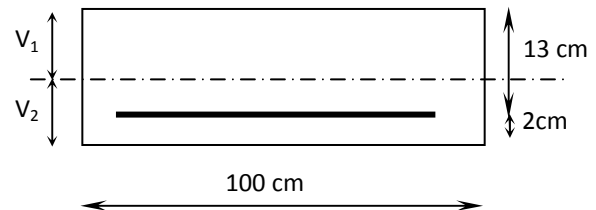
$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (13)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 13) = 1679.83 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7.69) = 1615.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1679.83}{1615.35} = 1.04 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 1.04 = 13.96 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((1.04)^3 + (13.96)^3) + 15 \times 7.69 \times (13.96 - 2)^2$$

$$I = 107221.17 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.46 \times 10^3 \times (3.8)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 107221.17 \times 10^{-8}} = 0.0029m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.8}{500} = 0.0076m$$

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

B-Calcul de la poutre palière

B-1- (Pré dimensionnement):

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.3 \leq h \leq 38$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) h doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit : **h = 35 cm**

Avec : h : hauteur libre ; L : portée libre de la poutre.

➤ **Largeur :**

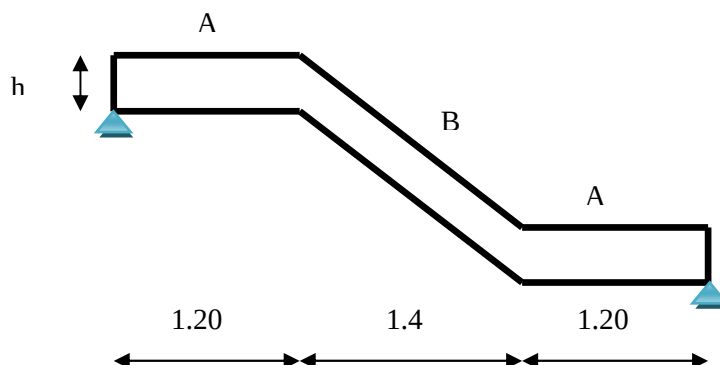
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

$$\text{selon le RPA99(2003)} \Rightarrow \begin{cases} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On opte pour $b = 30$ cm avec : **b** : largeur de la poutre.

Donc : la poutre palière aura pour dimensions **(b x h) = (30 x 35) cm²**



B-2- Charges revenant à la poutre :

- ✓ Poids propre de la poutre (**partie A**) = $0,30 \cdot 0,35 \cdot 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids propre de la poutre (**partie B**) = $\frac{0,35 \times 0,3 \times 25}{\cos 36,08^\circ} = 3,25 \text{ KN / ml}$
- ✓ Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u = 28,7 \text{ KN}$
ELS : $T_s = 19,2 \text{ KN}$

B-3 - Combinaison de charges :

ELU:

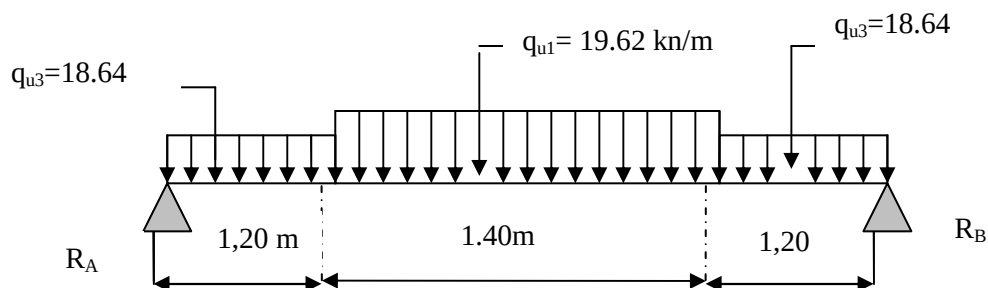
$$q_{uA} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(2,625) + \frac{2(28,7)}{3,80} = 18,64 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uB} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(3,35) + \frac{2(28,7)}{3,80} = 19,62 \text{ KN / ml}$$

ELS :

$$q_{uA} = G + \frac{2T_u}{L} = (2,625) + \frac{2(19,2)}{3,80} = 12,73 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uB} = G + \frac{2T_u}{L} = (3,35) + \frac{2(19,2)}{3,80} = 13,45 \text{ KN / ml}$$



B-4- Calcul des efforts internes :

B-4-1- Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 72,20 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 36,10 \text{ KN}$$

B-4-2- Calcul des efforts tranchant :

On a : pour $x = 0$ m : $T_{\max} = 36.10$ KN.

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

B-4-3- Calcul des moments fléchissant :

On a : pour $x = 1.9$ m : $T_y = 0$ KN.

$$M^{\max}(x=1.9) = R_A x - q_{uA} \times 1.20 \times (x - 0.60) - q_{uB} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(x=1.9) = 36.10 \times 1.9 - 18.64 \times 1.20 \times (1.9 - 0.60) - 19.62 \left(\frac{(1.9 - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(1.9) = 34.7 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi –encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

$$\text{Aux appuis : } -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 34.7 = -10.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 34.7 = 29.50 \text{ KN.m}$$

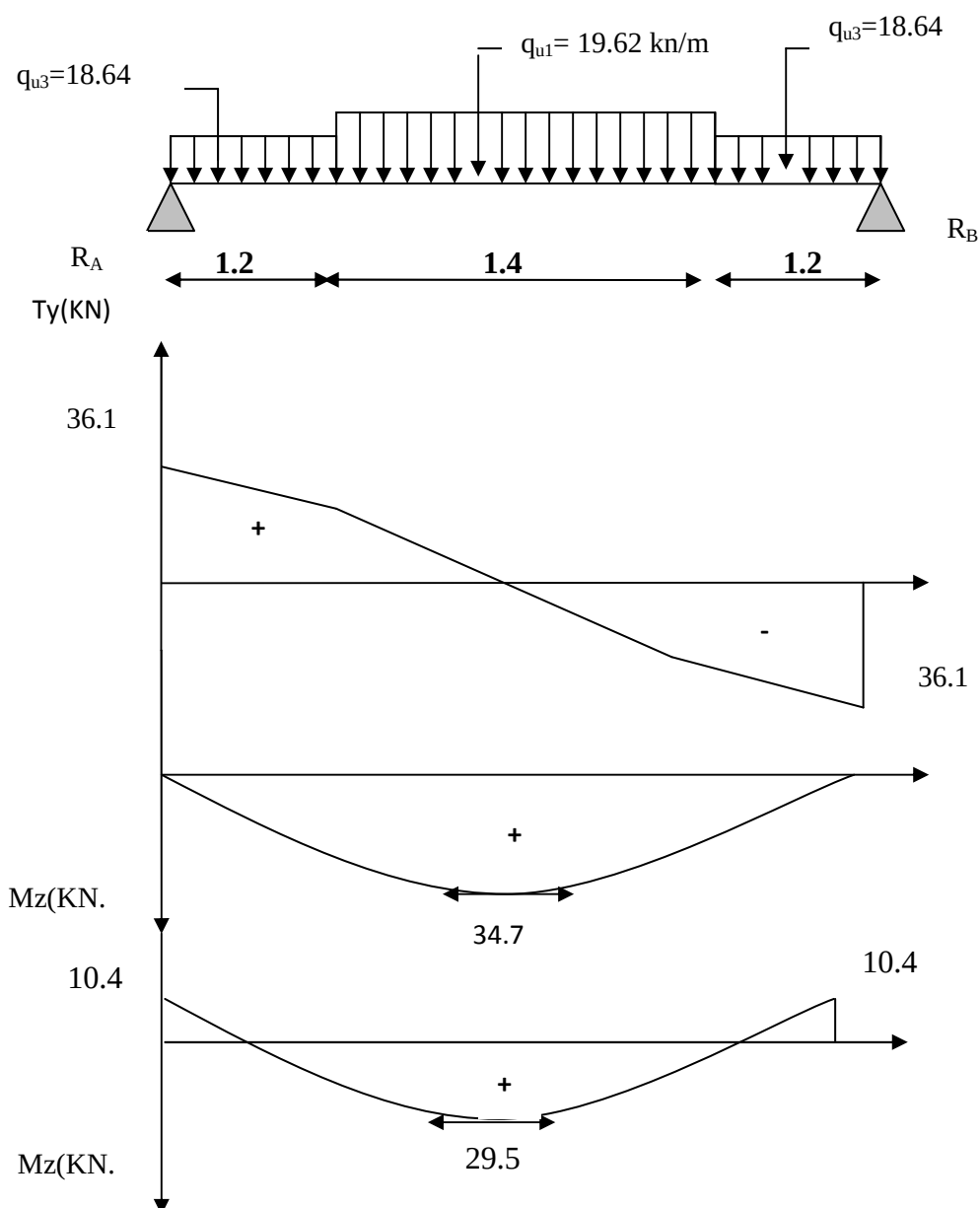


Diagramme des efforts internes (Poutre isostatique) à L'ELU

B-5- Ferraillage à L'ELU :**B-5-1- Calcul des armatures principales :****➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.50 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29.50 \times 10^3}{0.967 \times 33 \times 348} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Soit : une section de **3HA12 = 3.39 cm²**.

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.41 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.41 \times 10^3}{0.989 \times 33 \times 348} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit : une section de **3HA10 = 2.35 cm²**

B-6- Vérifications à l'ELU :**B-6-1- Condition de non fragilité :**

On doit avoir :

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 35 \times 2.1 / 400 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B-6-2- Influence de l'effort tranchant sur les appuis :

On a : $V_u = 36.1 \text{ KN}$

$$\overline{V_u} = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 ; \text{ Avec } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\overline{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 330 \times 300 = 594 \text{ kN}$$

$$V_u \ll \overline{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B-6-3- Contrainte de cisaillement :

La contrainte admissible de cisaillement est :

$$\overline{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36,1 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,364 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B-6-4- Diamètre des armatures transversales :

Il est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1; 1,2; 3\} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

B-6-5- Espacement des armatures transversales (St) :**➤ Dans la zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \Phi; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$St \leq \min \{8,75; 30; 12\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

➤ En dehors de la zone nodale :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St = \frac{35}{2} = 17,5$$

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

B-6-6- Vérification des armatures transversales :

$$A_{t \min} = 0.003 \times St \times b$$

➤ **Dans la zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En dehors de la zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B-6-7- Vérification de l'adhérence :

$$\text{Il faut avoir : } \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} ; \quad \sum U_i = \text{Somme des périmètres utiles}$$

$$\sum U_i = \pi \times (\phi \times \sum \text{des barres}) = 3.14 \times (3 \times 12 + 3 \times 12) = 226.08 \text{ mm}$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{36.1 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 0.537 \text{ MPa}$$

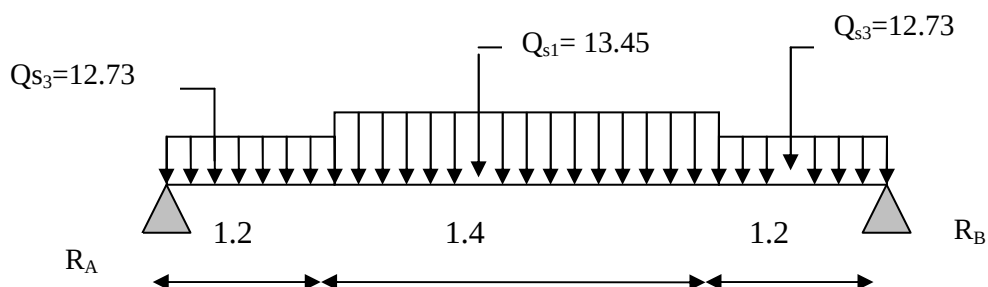
$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B-8- Vérifications à l'ELS :

B-8-1- Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 49.382 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 24.69 \text{ KN}$$



B-8-2- Calcul des efforts tranchant :

On a : pour $x = 0$ m : $T_{\max} = 24.69$ KN.

B-8-3- Calcul des moments fléchissant :

On a : pour $x = 1.9$ m : $T_y = 0$ KN.

$$M^{\max}(x=1.9) = R_A x - q_{SA} \times 1.20 \times (x - 0.60) - q_{SB} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(x=1.9) = 24.69 \times 1.9 - 12.73 \times 1.20 \times (1.9 - 0.60) - 13.45 \left(\frac{(1.9 - 1.20)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(1.9) = \mathbf{23.75 \text{ KN.m}}$$

En tenant compte des semi encastres :

En travée : $M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 23.75 = 20.19$ kN.m

Aux appuis : $M_a = 0.3 M_{\max} = 0.3 \times 23.75 = -7.14$ kN.m

B-8-4- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

➤ **Aux Appuis** :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 13} = 0,180$$

$$\rho_1 = 0,180 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,931 \\ K_1 = 57.46 \\ K = 0.017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{7.14 \times 10^3}{2.35 \times 0,931 \times 13} = 251.04 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,017 \times 251.04 = 4.26 < 15 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 13} = 0,260 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0.919 \\ K = \frac{1}{46.73} = 0,021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{20.19 \times 10^3}{3.39 \times 0.919 \times 13} = 498.51 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 498.51 = 10.4 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 10.4 < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B-8-5 - Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

B-8-6- Vérification de la flèche :

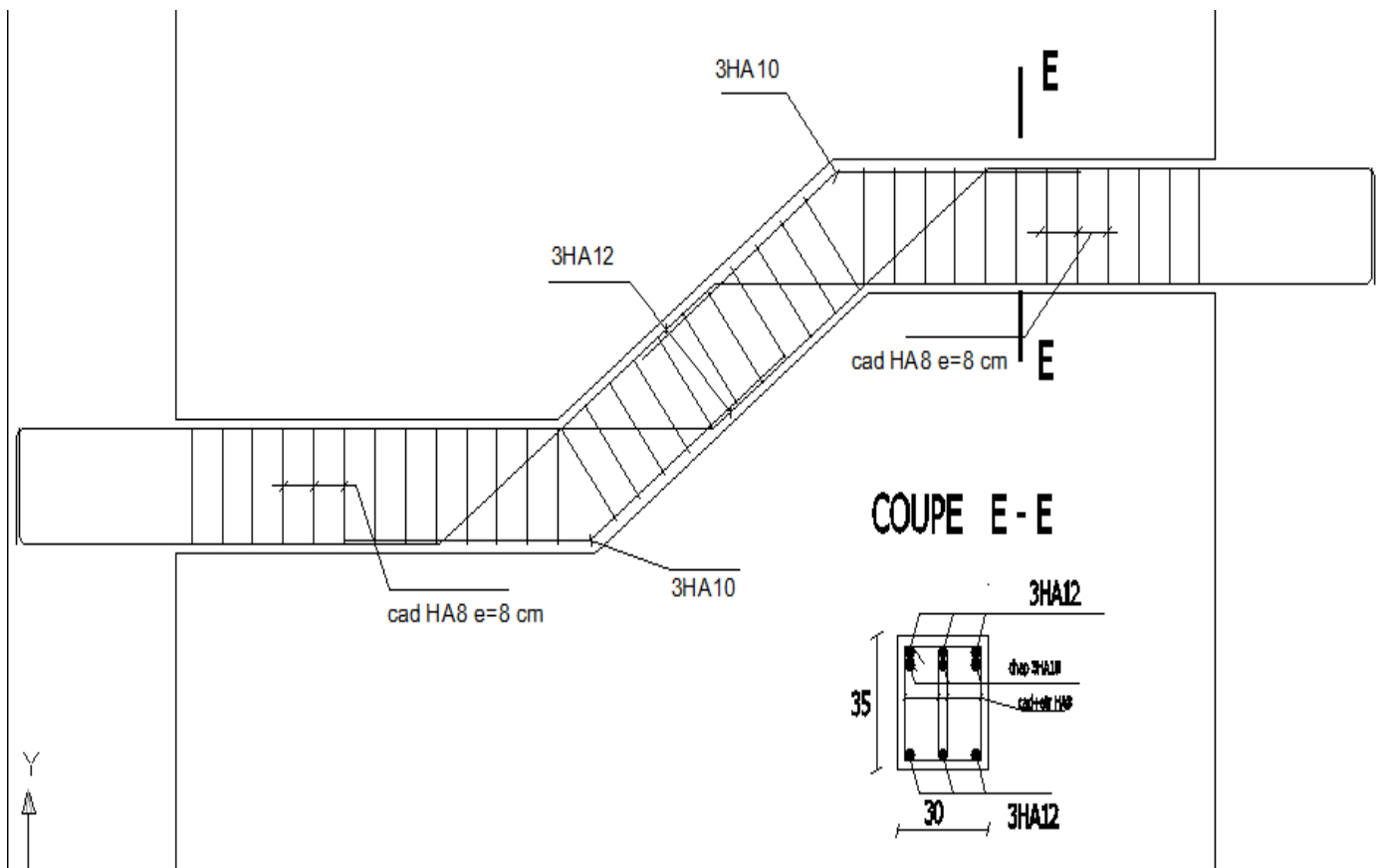
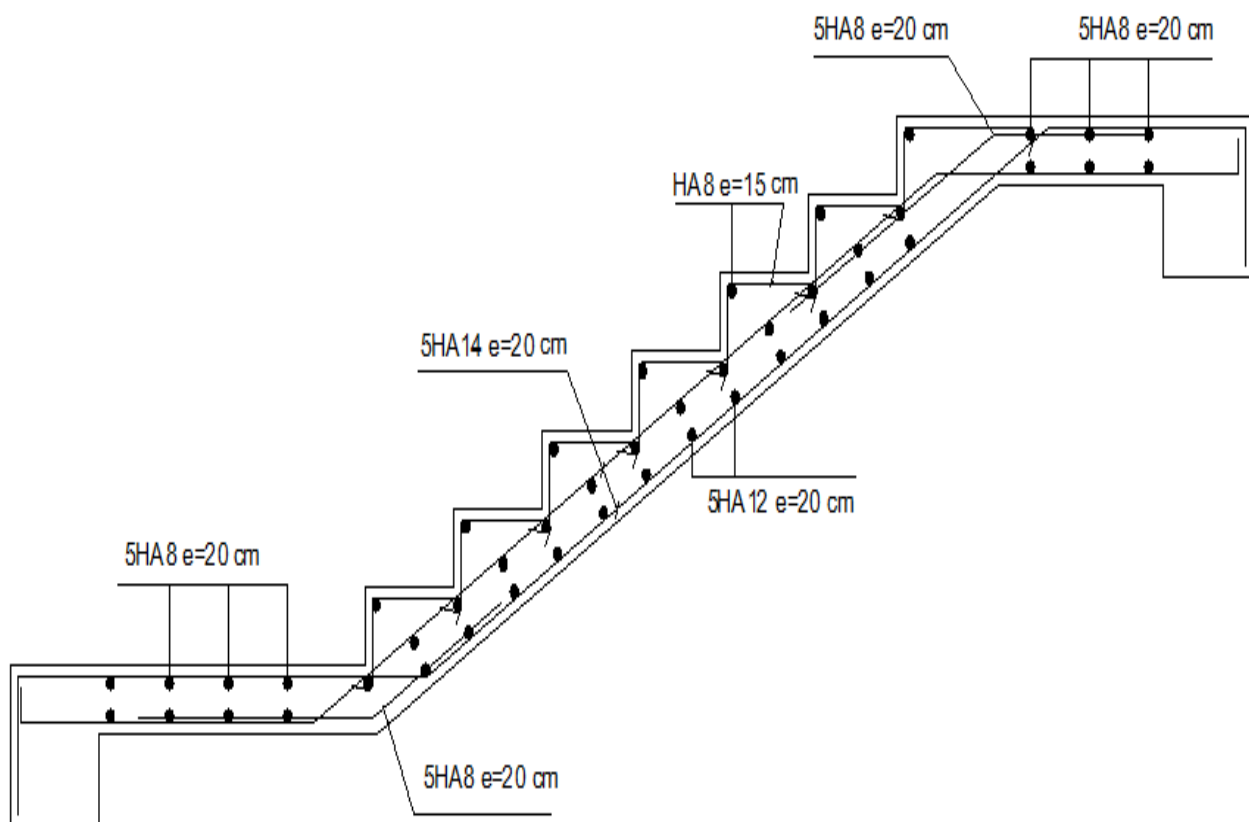
Les conditions à vérifier au préalable sont

D'après le BAEL, on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{30 \times 33} = 0.0032 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = 0.092 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Nota :

Etant donné que toutes les conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.



III-3-Dalles pleines de type console (Porte a faux):

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d'encastrement.

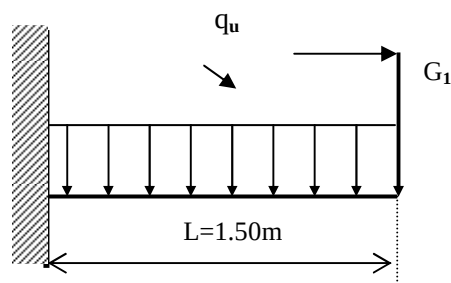
Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

A- Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,50m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.50}{10} = 0.15m \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

On adopte **ep = 15cm**



A-1- Schéma statique de calcul:

Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

Q_1 : surcharge du garde de corps ;

G_1 : charge permanente de garde de corps ;

A-2- Détermination des sollicitations :

A-2- 1- Charges permanentes :

<i>N°</i>	<i>Elément</i>	<i>Masse volumique</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>Poids (KN /m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
02	Mortier de pose	18	0.03	0.54
03	Sable	22	0.03	0.66
04	Dalle pleine	25	0.15	3.75
05	Enduit de ciment	20	0.02	0.40
G_{total}	5.75 KN / m²			

A-2- 2- Garde de corps :

G_2 = poids de l'enduit ciment x 2 + poids de la brique creus

Enduit ciment : $0.40 \times 2 = 0.80 \text{ KN/m}^2$

Maçonnerie : 0.9 KN/m^2

$$G_2 = 1.70 \text{ KN/m}^2$$

A-2- 3- Charges d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

B - Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bonde de 1m^2 .

B -1- Combinaison de charges :

Dalle pleine :

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_{u1} = 1,35(5.75) + 1,5(3,5) = 13.01 \text{ KN/ml}$$

Garde corps :

$$Q_{u2} = 1,35 G_2$$

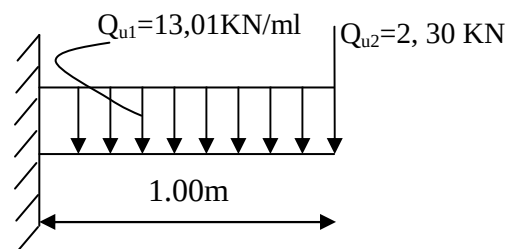
$$Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1.35 \times 1.70 = 2.3 \text{ KN/ml}$$

B -2- Le moment provoqué par la charge Q_U :

$$M_u = -Q_{u1} \frac{L^2}{2} - Q_{u2} x L$$

$$M_u = -\frac{13.01 \times 1,00^2}{2} - 1,00 \times 2,30 = -8.81 \text{ KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

**B -3- Effort tranchant :**

$$V_u = -Q_{u1} x L - Q_{u2}$$

$$V_u = -13.01 \times 1,00 - 2.30 = -15.31 \text{ KN}$$

C- Calcul de ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

C-1- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.81 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,036$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.81 \times 1000}{0,982 \times 13 \times 348} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

C-2- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

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

D- Vérifications à l'ELU :**D-1- Condition de non fragilité : (ART-A-4-2-1/BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

D-2- Vérification de l'effort tranchant : (ART- A-5-2-1 /BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3.75 \text{ MPa} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}.$$

$$\tau_u = \frac{15.31 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,118 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

Remarque :

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

D- 3- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
(ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 15,31 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017,39 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D- 4- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (ART- 4-2-1 /BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,31 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,60} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,00 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1,04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

D- 5- Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = 35,27 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prévoit des crochets.}$$

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0,4 L_s = 14,11 \text{ cm}$$

D- 6- Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

E - Calcul à l'ELS :**E- 1- Combinaison de charge :**

$$Q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.75 + 3.5 = 9.25 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{s2} = G_2 = 1.70 \text{ KN / ml}$$

E- 2- Calcul des moments :

$$M_s = M_{Qs1} + M_{Qs2}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{s2} \times L \quad \frac{8900 \times 2443}{dx}$$

$$M_s = 9.25 \frac{1^2}{2} + 1.70 \times 1$$

$$M_s = 6.33 \text{ KN.m}$$

E- 3- Vérification des contraintes :**➤ Acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st} \times 100}{b \times d} = \frac{3.14 \times 100}{100 \times 13} = 0.245$$

$$\Rightarrow \beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.33 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 168.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\beta = 0.921 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{bc} = \frac{168.37}{48.29} = 3.48 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 3.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

E-4- Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.10 = \frac{6.33}{10(6.33)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{13 \times 100} = 0.0024 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

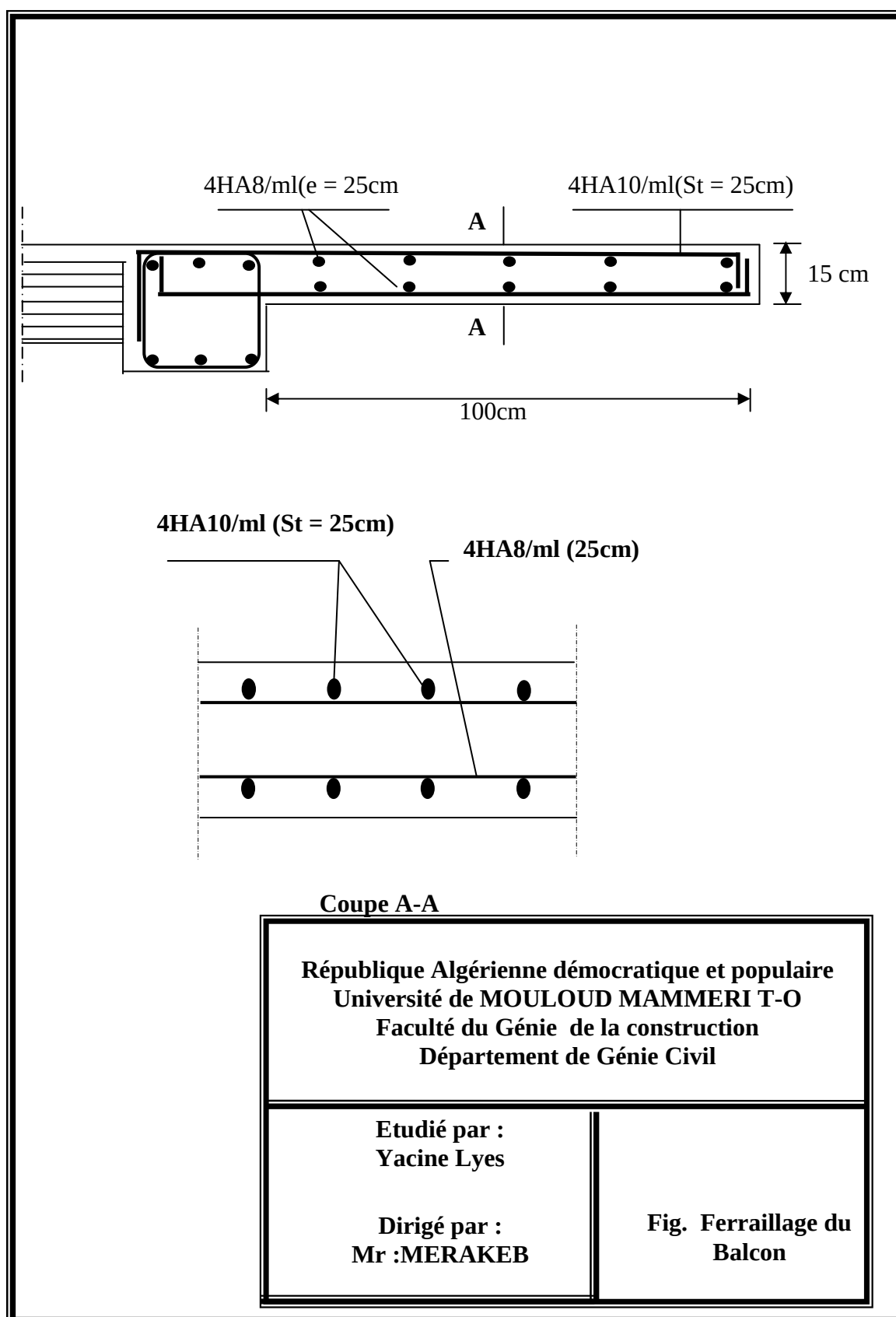
M₀ : moment isostatique de service.

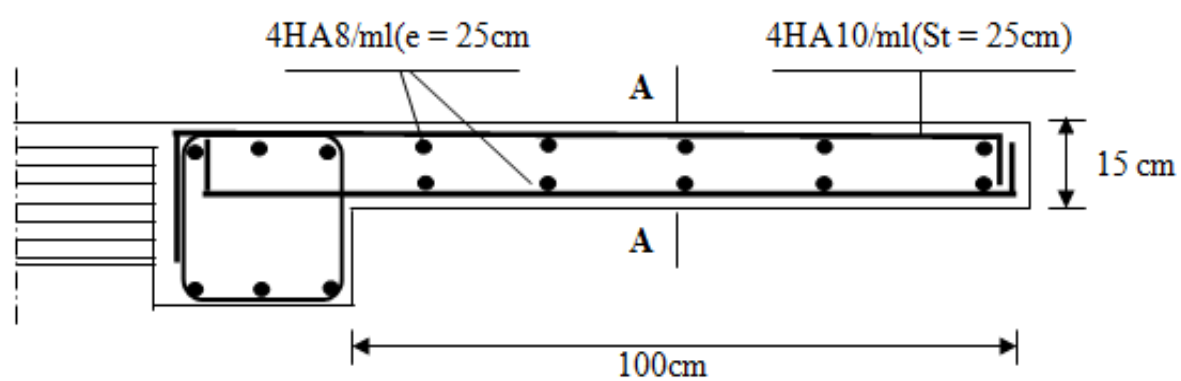
b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

Conclusion :

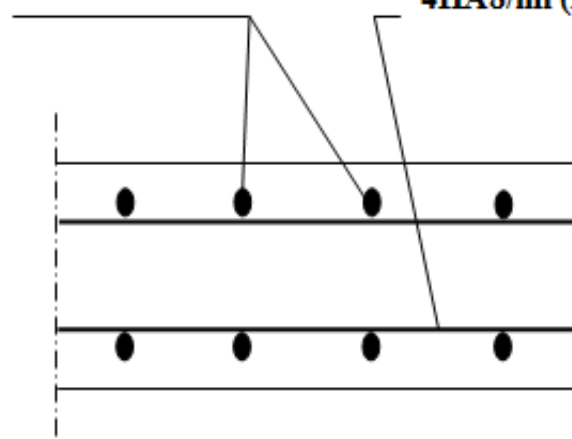
Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.





4HA10/ml ($St = 25\text{ cm}$)

4HA8/ml (25 cm)



Coupe A-A

III-4- Étude de la salle machine :

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement $V=1$ m/s et une dalle pleine de surface égale à 2.55m^2 (1.50×1.70), reposant sur 4 appuis.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III-4-1- Calcul de la dalle pleine :

$$L_X = 1,50 \text{ m} ; L_Y = 1,70 \text{ m} ; S = 2.55 \text{ m}^2$$

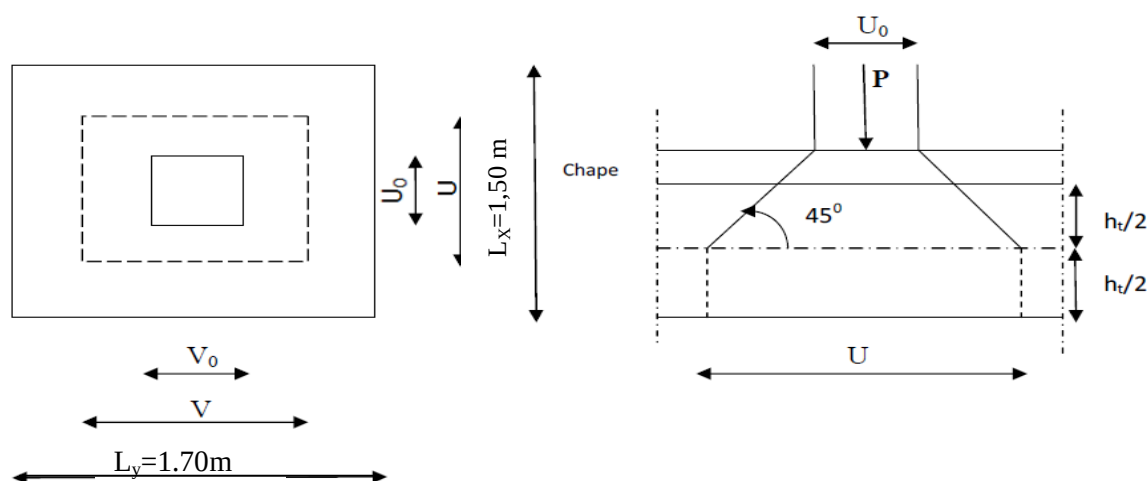


Figure III.4.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

- **Épaisseur de la dalle :**

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,50}{1,70} = 0.88 ; \quad 0,4 < \rho = 0,88 < 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{l_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5\text{cm}$$

NB :

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur **de 15cm**.

- **Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :**

$$U = U_0 + 2\xi h_r + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi h_r + h_0$$

Avec :

(U₀ x V₀) : Surface de contact (U₀=V₀=80cm)

(U x V) : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

h₀ : Hauteur de la dalle (h₀ = 15 cm)

h_r : Epaisseur de revêtement (e = 5cm)

ξ : Revêtement en béton (ξ =1)

Donc :
$$\begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts :**

➤ **Les moments M_x, M_y dû au système de levage :**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (\nu M_1 + M_2) q$$

Avec :

$$\nu: \text{coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M₁ et M₂ coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

On devra aussi tenir compte du fait que M_y ne peut être inférieure à 0.25M_x

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{170} = 0.882 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{150} = 0.7 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{170} = 0.617 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,080 \text{ et } M_2 = 0,053$$

-A l'ELU: $M_{x1} = q M_1$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec : $q = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,080 = 9.72 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,053 = 6.43 \text{ KNm}$$

➤ **Les moments dû aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} et M_{y2}):**

$\rho = 0.89 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les **deux** sens.

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN} / m^2$

Avec : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ kN} / mL$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0478 \times 6.56 \times (1.5)^2 = 0.705 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.740 \times 0.705 = 0.522 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.72 + 0.705 = 10.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.43 + 0.522 = 6.95 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés de coefficients ; 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

III-4-2- Ferrailage à l'ELU:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10.42 = 3.126 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.126 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.126.10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0.7 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : St = 25 cm

➤ **Dans le sens de la petite portée X-X :**

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0.85 \times 10.42 = 8.857 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.857.10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.857.10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : St = 25 cm

➤ **Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.95 = 5.907 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.907.10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.907.10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : St = 25 cm

III-4-3-Vérification à L'ELU:

• **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$\rho_x = \frac{A_{st}}{b \times h_t} \geq \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_{ST} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{l_x}{l_y})$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction : $\rho_0 = 0,80 \%$

$$A_{ST} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{150}{170} \right) = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,27 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier : $\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Écartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser (2h ; 25cm).

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser (3h ; 33cm).

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :**

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a $U = V$, alors :

$$\text{➤ Au milieu de U: } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

Avec : $P = 1,35 G = 121,5 \text{ KN}$

➤ Au milieu de V : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right);$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa (La fissuration est peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.297 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-4- Vérification à l'ELS :

➤ **Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_1 = 0.080 \text{ et } M_2 = 0.053$$

$$\begin{cases} M_{X1} = (M_1 + \nu M_2) q_s \\ M_{Y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{X1} = 90(0.080 + 0.2 \times 0.053) = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = 90(0.053 + 0.2 \times 0.080) = 6.21 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15) + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.88 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.818 \end{cases}$$

$$M_{X2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0549 \times 4.75 \times (1.5)^2 = 0.586 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_y \times M_{X2} = 0.818 \times 0.586 = 0.479 \text{ KN.m.}$$

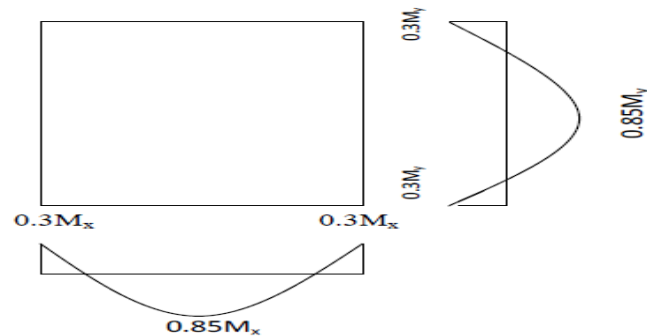
➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{X1} + M_{X2} = 8.15 + 0.586 = 8.736 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{Y1} + M_{Y2} = 6.21 + 0.479 = 6.689 \text{ KN.m.}$$

➤ **Correction des moments :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.



$$- \quad \text{Sens x-x :} \quad \begin{cases} M_x^a = 0,3M_x \\ M_x^t = 0,85M_x \end{cases} \quad \text{Sens y-y:} \quad \begin{cases} M_y^a = 0,3M_y \\ M_y^t = 0,85M_y \end{cases}$$

III-4-6- Ferraillage à l'ELS:

- Aux appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8.736 = 2.620 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.62 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,011 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,847$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.62 \cdot 10^3}{0.847 \times 13 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

➤ Dans le sens de la petite portée X-X :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8.736 = 7.425 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.425 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,031 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,784$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.425.10^3}{0.784 \times 13 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ **Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.689 = 5.685 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.685.10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0236 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.801$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.685.10^3}{0.801 \times 13 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures trouvées à E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

III-4-7) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad & \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} \\ \text{b)} \quad & \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{aligned}$$

-h : Hauteur de la dalle.

- M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx).

- M_{0s} : Moment isostatique de référence dans la direction de l_x pour une largeur de bande de 1m.

- A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

-b : Largeur de la bande égale à 1m.

-d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a)} \quad \frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} = \frac{0.85 \times M_x}{20M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.0425 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b)} \quad \frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il est inutile de vérifier la flèche.

État limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y) $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \mathbf{4HA10} \text{ (} 3.14 \text{ cm}^2 \text{).} \\ \text{Aux appuis : } \mathbf{4HA10} \text{ (} 3.14 \text{ cm}^2 \text{).} \end{array} \right.$

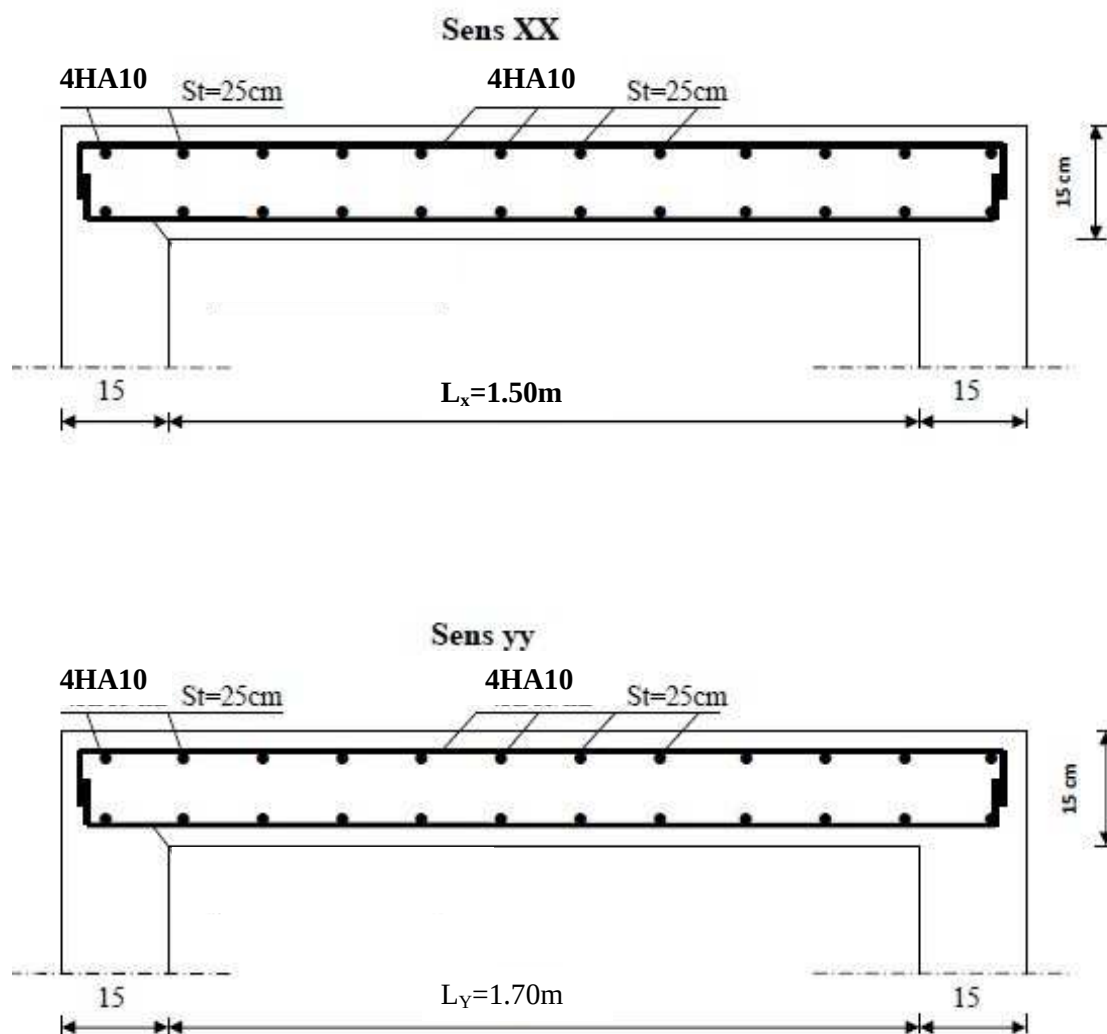


Figure III.4.2 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.

III-5- Calcul des planchers :

III-5-1- Introduction :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III-5-2- Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

Soit : $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 20 \text{ cm}$

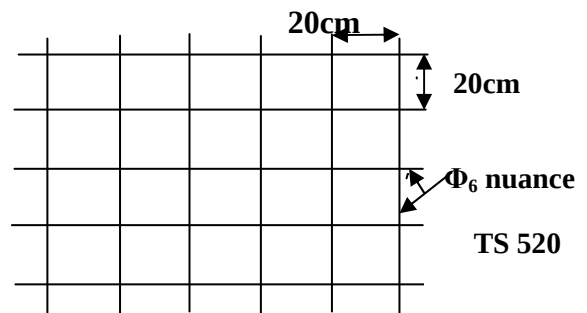


Fig III.5.1 : Treillis soudés (200×200)

l : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$).

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e_s = 20 \text{ cm}$

III-5-3- Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes

a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b) Ferrailage à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable

Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.30^2}{8} = 3.403 \text{ KN.m}$$

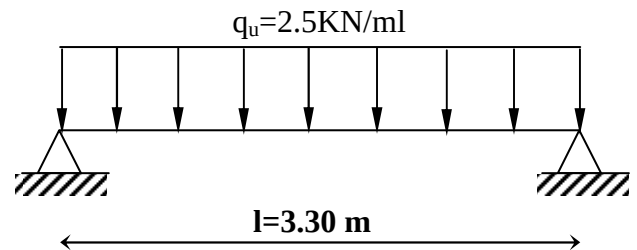
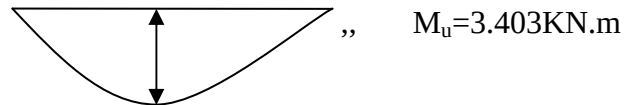
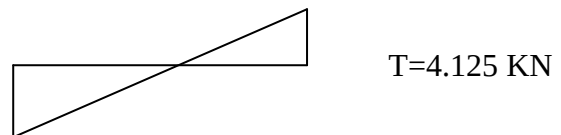


Fig III.5.2: Schéma statique de la poutrelle



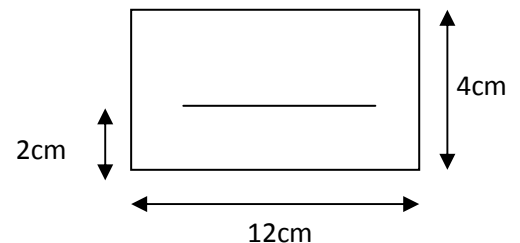
Effort tranchant max:

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.30}{2} = 4.125 \text{ KN}$$



Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$



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

$$\mu_b = \frac{3.403 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4.993 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

c) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en Té reposant sur plusieurs appuis (11). Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

* Poids propre du plancher : $G=5.50 \times 0.65=3.575 \text{KN/m}$;

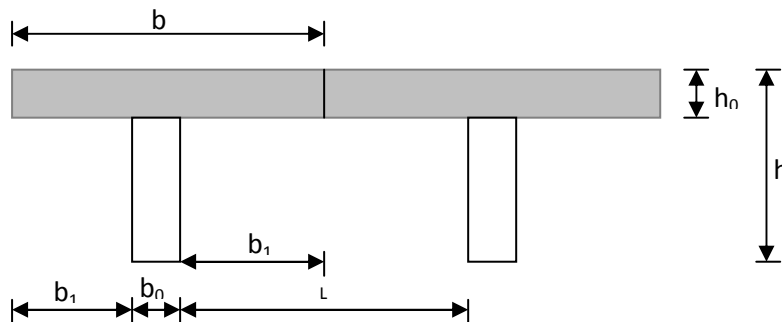
* Surcharge d'exploitation : $Q=2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/m}$;

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u=1.35G+1.5Q \rightarrow q_u=7.263 \text{KN/m}$

à l'ELS $\rightarrow q_s=G+Q \rightarrow q_s=5.2 \text{KN/m}$

• Détermination de la largeur de la table de compression

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3



FigIII.5.3: schéma de la table de

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux nervures.

X : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

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

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 330 \text{ cm}$) ;

$$- b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$- b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm}$$

$$- b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{330}{2} = 110 \text{ cm}$$

On prend $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

On a $b = 2b_1 + b_0 = 26.5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$

$$b = 65 \text{ cm}$$

b.2) La méthode forfaitaire :

- Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 kN/m^2 ,
c à d :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$\text{En effet : } \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} = 2G = 2 \times 3.575 = 7.15 \text{ kN/m}^2$$

$$1.125 \leq 7.15 \quad \mapsto \quad \text{condition vérifiée ;}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.
Comme il n'y a pas de changement de section $\mapsto$ condition vérifiée ;

- Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

$$\text{c à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

$$\text{Pour } l_1 = 1.65 \text{ m ; } l_2 = 3.30 \text{ m} \rightarrow l_1/l_2 = 1.65/3.3 = 0.5 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée ;}$$

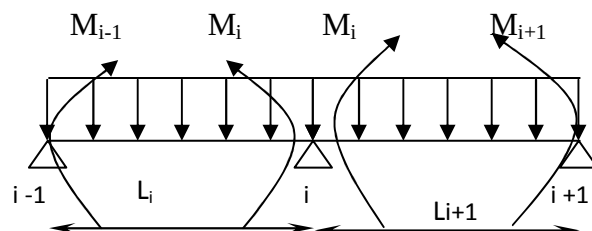
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

Conclusion :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

b.3) Exposé de la méthode des 3 moments :

- Exposition de la méthode :



FigIII.5.4 : Méthode des 3 moments

1-Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{i-1}.l_i + 2.M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}.l_{i+1} = - \left(\frac{q_i.l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots (2)$$

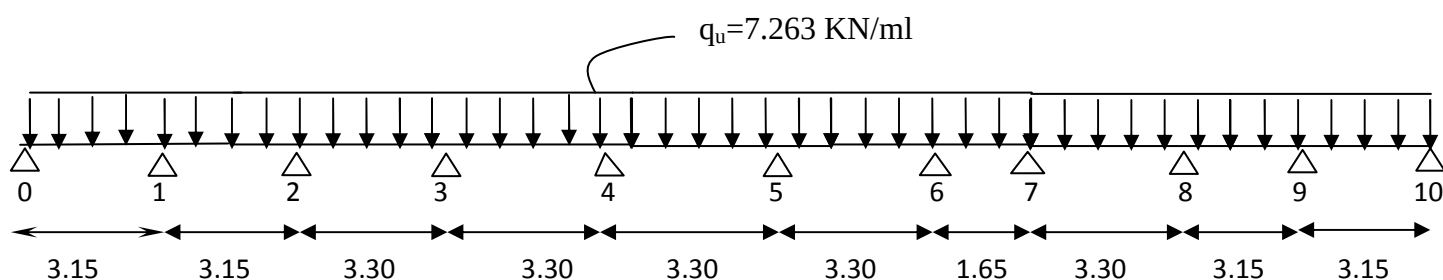
Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.



FigIII.5.5: Coupe transversale de la poutrelle

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement .

a/ Calcul des moments aux appuis :

$$L' \text{appui } 0 : \quad 6.3M_0 + 3.15M_1 = -56.75 \text{ ----- (1)}$$

$$L' \text{appui } 1 : \quad 3.15M_0 + 12.6M_1 + 3.15M_2 = -113.51 \text{ ----- (2)}$$

$$L' \text{appui } 2 : \quad 3.15M_1 + 12.9M_2 + 3.3M_3 = -122.01 \text{ ----- (3)}$$

$$L' \text{appui } 3 : \quad 3.3M_2 + 13.2M_3 + 3.3M_4 = -130.51 \text{ ----- (4)}$$

$$L' \text{appui } 4 : \quad 3.3M_3 + 13.2M_4 + 3.3M_5 = -130.51 \text{ ----- (5)}$$

$$L' \text{appui } 5 : \quad 3.3M_4 + 13.2M_5 + 3.3M_6 = -130.51 \text{ ----- (6)}$$

$$L' \text{appui } 6 : \quad 3.3M_5 + 9.9M_6 + 1.65M_7 = -73.41 \text{ ----- (7)}$$

$$L' \text{appui } 7 : \quad 1.65M_6 + 9.9M_7 + 3.30M_8 = -73.41 \text{ ----- (8)}$$

$$L' \text{appui } 8 : \quad 3.3M_7 + 12.9M_8 + 3.15M_9 = -122.01 \text{ ----- (9)}$$

$$L' \text{appui } 9 : \quad 3.15M_8 + 12.6M_9 + 3.15M_{10} = -113.50 \text{ ----- (10)}$$

$$L' \text{appui } 10 : \quad 3.15M_9 + 6.3M_{10} = -113.50 \text{ ----- (11)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -6.05 \text{ KN.m} \quad M_1 = -5.92 \text{ KN.m} \quad M_2 = -6.29 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6.71 \text{ KN.m} \quad M_4 = -6.40 \text{ KN.m} \quad M_5 = -7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -4.28 \text{ KN.m} \quad M_7 = -4.39 \text{ KN.m} \quad M_8 = -6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -5.74 \text{ KN.m} \quad M_{10} = -6.14 \text{ KN.m}$$

b/ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Travée (0-1) ; $x_0 = 1.58\text{m}$; $M_{1\text{ max}} = 3.02 \text{ KN.m.}$

Travée (1-2) ; $x_1 = 1.55\text{m}$; $M_{2\text{ max}} = 2.92 \text{ KN.m.}$

Travée (2-3) ; $x_2 = 1.63\text{m}$; $M_{3\text{ max}} = 0.15\text{KN.m.}$

Travée (3-4) ; $x_3 = 1.66\text{m}$; $M_{4\text{ max}} = 3.35 \text{ KN.m.}$

Travée (4-5) ; $x_4 = 1.61 \text{ m}$; $M_{5\text{ max}} = 3.09 \text{ KN.m.}$

Travée (5-6) ; $x_5 = 1.77 \text{ m}$; $M_{6\text{ max}} = 4.21 \text{ KN.m.}$

Travée (6-7) ; $x_6 = 0.81 \text{ m}$; $M_{7\text{ max}} = 0.85\text{KN.m.}$

Travée (7-8) ; $x_7 = 1.54 \text{ m}$; $M_{8\text{ max}} = 4.27\text{KN.m.}$

Travée (8-9) ; $x_8 = 1.62 \text{ m}$; $M_{9\text{ max}} = 2.69 \text{ KN.m.}$

Travée (9-10) ; $x_9 = 1.55 \text{ m}$; $M_{10\text{ max}} = 3.08 \text{ KN.m.}$

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

• **Aux appuis on aura les résultats suivants :**

$$M_0 = -4.03\text{KN.m}$$

$$M_1 = -3.95\text{KN.m}$$

$$M_2 = -4.19\text{KN.m}$$

$$M_3 = -4.47\text{KN.m}$$

$$M_4 = -4.27 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4.81\text{KN.m}$$

$$M_6 = -2.85\text{KN.m}$$

$$M_7 = -2.93\text{KN.m}$$

$$M_8 = -4.62\text{KN.m}$$

$$M_9 = -3.82\text{KN.m}$$

$$M_{10} = -4.00\text{KN.m}$$

• **En travées on aura les résultats suivants :**

$$M_{1\text{ max}} = 4.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_{2\text{ max}} = 3.89 \text{ KN.m.}$$

$$M_{3\text{ max}} = 0.2\text{KN.m.}$$

$$M_{4\text{ max}} = 4.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_{5\text{ max}} = 4.12 \text{ KN.m.}$$

$$M_{6\text{ max}} = 5.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{7\text{ max}} = 1.13\text{KN.m.}$$

$$M_{8\text{ max}} = 5.69\text{KN.m.}$$

$$M_{9\text{ max}} = 3.59 \text{ KN.m.}$$

$$M_{10\text{ max}} = 4.10\text{KN.m.}$$

c/ Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

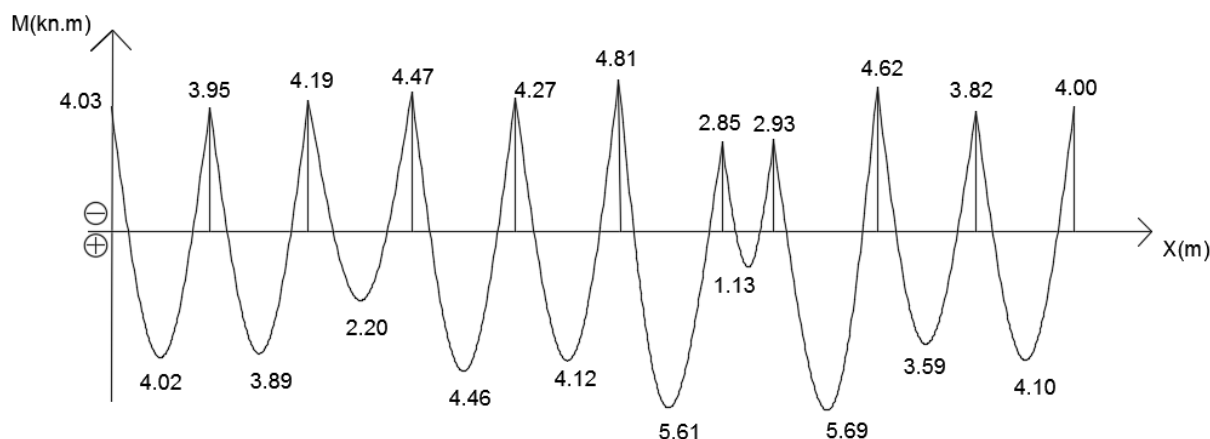
Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

les moments seront pris en valeur absolue

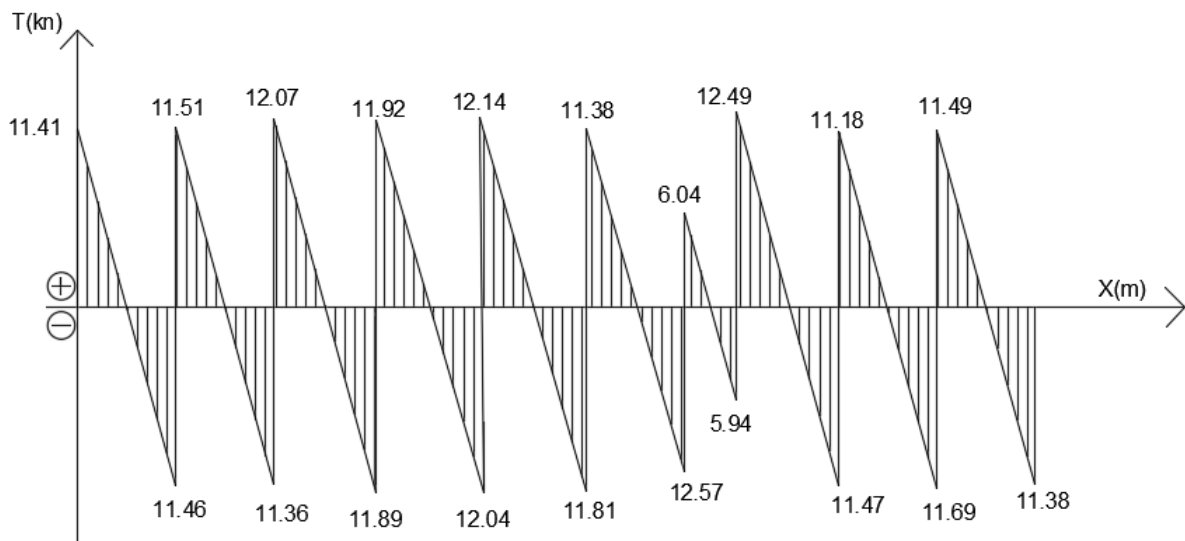
➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$T_i(x=0)$ en KN	$T_{i+1}(x=l_i)$
Travée 0-1	3.15	11.41	-11.46
Travée 1-2	3.15	11.51	-11.36
Travée 2-3	3.30	12.07	-11.89
Travée 3-4	3.30	11.92	-12.04
Travée 4-5	3.30	12.14	-11.81
Travée 5-6	3.30	11.38	-12.57
Travée 6-7	1.65	6.04	-5.94
Travée 7-8	3.30	12.49	-11.47
Travée 8-9	3.15	11.18	-11.69
Travée 9-10	3.15	11.49	-11.38

Tableau.III.5.1 : Calcul des efforts tranchants



FigIII.5.6 : diagramme des moments à l'ELU



FigIII.5.7 : diagramme des efforts tranchants a l'ELU

NB :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 5.69 \text{ KN.m et } M_{a \max} = -4.81 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)

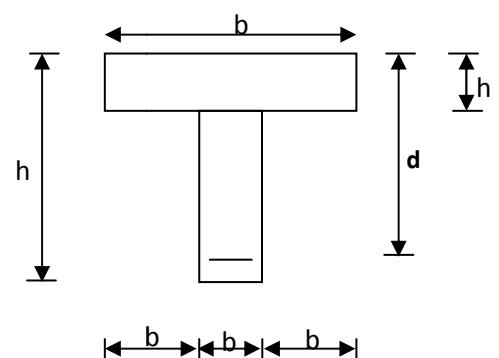
$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).



FigIII.5.8: Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de

-moment résistant

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 5.69 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales :**➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.69}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.018 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{5.69 \times 10^5}{0.991 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Remarque:

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.69}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.104$$

$$\mu = 0.104 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.104 \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{5.69 \times 10^5}{0.945 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.96 \text{ cm}^2$$

On adopte $2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.70 \text{ cm}^2$

Conclusion :

En travée : $3\text{HA} 12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2\text{HA} 10 + 1\text{HA}12 = 2.7 \text{ cm}^2$.

Pour les aciers de continuité, on place $2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

III-5-4 – Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1, 4\right) = 0.57 \text{ cm}$$

On adopte : $2 \text{ HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

III-5-5 – Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

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

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

III-5-6- Vérification à l'ELU :**III-5-6 -1- Condition de non fragilité :****➤ En travée :**

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

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

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

$$A_a = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-6 -2- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 12.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 12.59 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0.582 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.582 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-6-3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (1 \times 12 + 2 \times 10) = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.59 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.48} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

III-5-6 -4- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)**➤ Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 12.59 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ KN}$$

➤ Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 2,70 \geq \frac{1,15}{400} \left(12,59 + \frac{4,81}{0,9 \times 18} \right) = 0,037$$

⇒ condition vérifiée .

III-5-6-5- l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$

Pour f_e E400, acier HA, $L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42,40 \text{ cm}$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

III-5-6 -6- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 12,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12,59 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,107$$

$$\tau_u = 0,107 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1,2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,107 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-5-7- Calcul à l' E L S :**III-5-7 -1 - Moment de flexion à l'E.L.S : (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'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0,716$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.263 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5.20 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.716$$

III-5-7- 2- Les moments en travées :

$$\begin{array}{lll} M_{1 \max} = 3.06 \text{ KN.m.} & M_{2 \max} = 2.96 \text{ KN.m.} & M_{3 \max} = 0.15 \text{ KN.m.} \\ M_{4 \max} = 3.39 \text{ KN.m.} & M_{5 \max} = 3.14 \text{ KN.m.} & M_{6 \max} = 4.27 \text{ KN.m.} \\ M_{7 \max} = 0.86 \text{ KN.m.} & M_{8 \max} = 4.33 \text{ KN.m.} & M_{9 \max} = 2.73 \text{ KN.m.} \\ M_{10 \max} = 3.12 \text{ KN.m.} & & \end{array}$$

III-5-7- 2- Les moments en appuis :

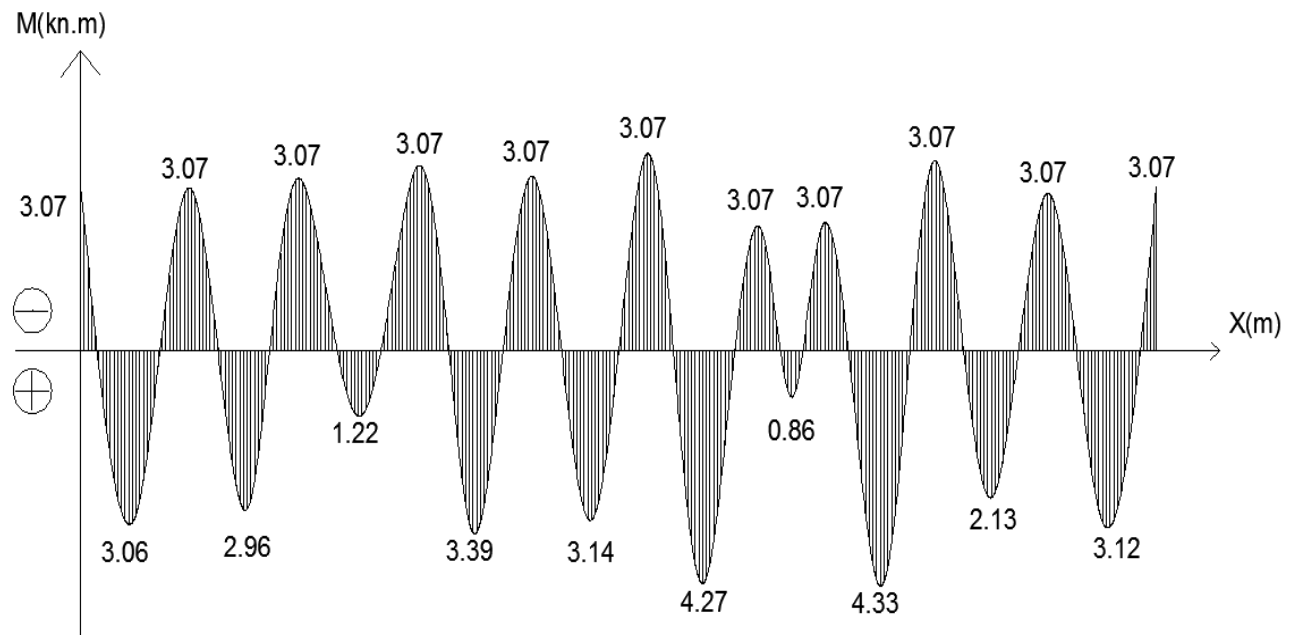
$$\begin{array}{lll} M_0 = -3.07 \text{ KN.m} & M_1 = -3.01 \text{ KN.m} & M_2 = -3.18 \text{ KN.m} \\ M_3 = -3.40 \text{ KN.m} & M_4 = -3.24 \text{ KN.m} & M_5 = -3.66 \text{ KN.m} \\ M_6 = -2.17 \text{ KN.m} & M_7 = -2.23 \text{ KN.m} & M_8 = -3.52 \text{ KN.m} \\ M_9 = -2.91 \text{ KN.m} & M_{10} = -3.04 \text{ KN.m} & \end{array}$$

III-5-7 -3 - Effort tranchant à l'E.L.S :

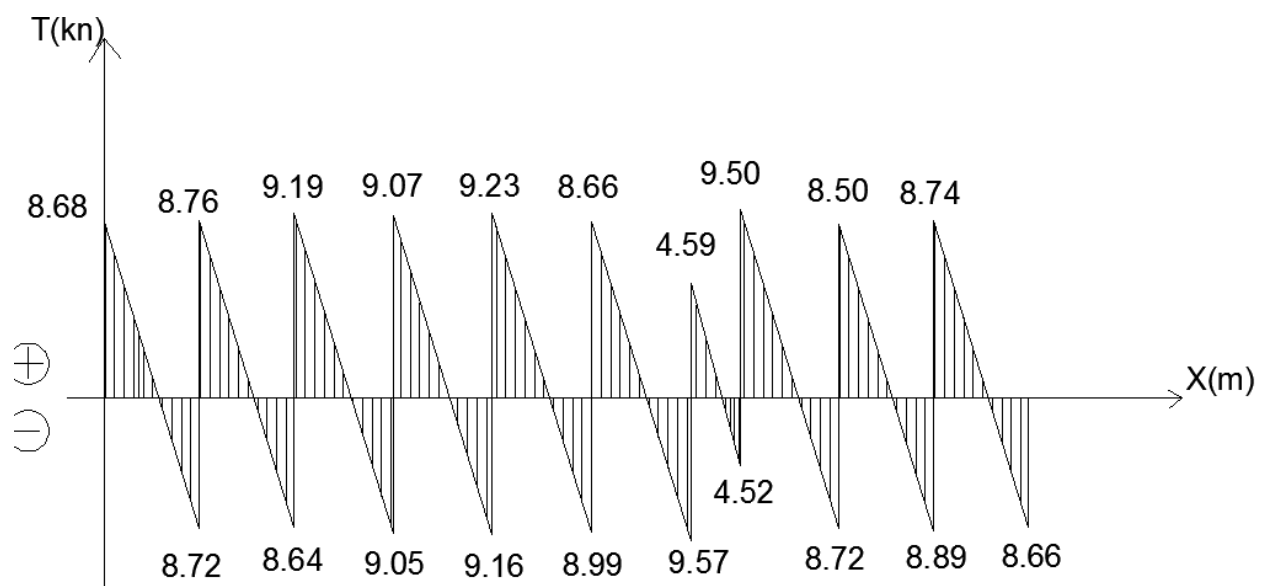
➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$T_i(x=0)$ en KN	$T_{i+1}(x=l_i)$
Travée 0-1	3.15	8.68	-8.72
Travée 1-2	3.15	8.76	-8.64
Travée 2-3	3.30	9.19	-9.05
Travée 3-4	3.30	9.07	-9.16
Travée 4-5	3.30	9.23	-8.99
Travée 5-6	3.30	8.66	-9.57
Travée 6-7	1.65	4.59	-4.52
Travée 7-8	3.30	9.50	-8.72
Travée 8-9	3.15	8.50	-8.89
Travée 9-10	3.15	8.74	-8.66

Tableau.III.5.2 : Calcul des efforts tranchants a l'E.L.S



FigIII.5.9 : diagramme des moments a l'ELS



FigIII.5.10 : diagramme des efforts tranchants a l'ELS

III-5-8- Vérification à l'E.L.S :

III-5-8-1- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

III-5-8-2- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.560$$

$$\beta_1 = 0.837 \quad \text{-----} \rightarrow K_1 = 15.67$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.33 \times 10^6}{0.837 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 84.77 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 5.40 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.7}{12 \times 18} = 1.251 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.055 \\ \beta = 0.849 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{3.66 \times 10^6}{0.849 \times 18 \times 2.7 \times 10^3} = 88.70 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 4.87 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-8-3- Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \checkmark \quad & \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0.060 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3300}{500} = 6.6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

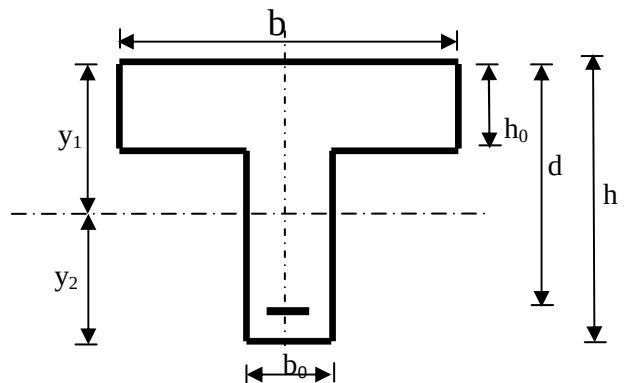
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$



Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0156$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0156} = 1,05$$

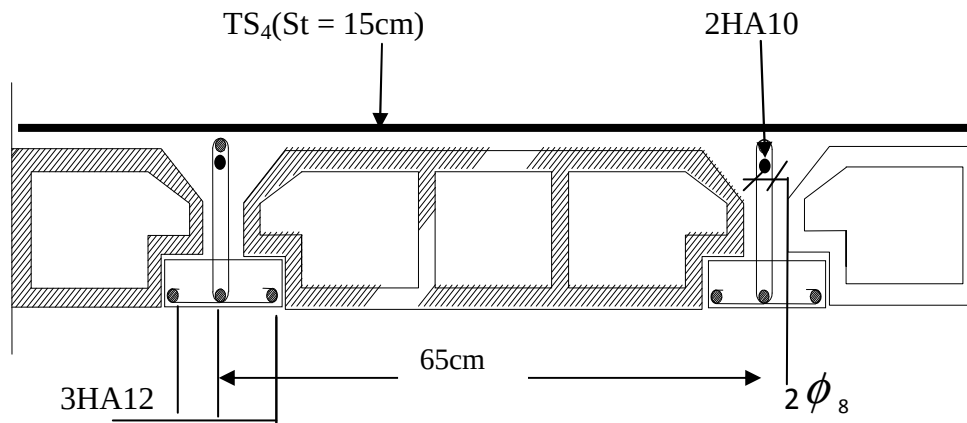
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 1,05 ; 0 \} = 1,05$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 21799.84}{1 + 1,05 \times 1,05} = 11406 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{4.33 \times 3.30^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11406 \times 10^{-8}} = 0.0038m < \bar{f} = 6.6mm \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$



FigIII.11 : Plan de ferrailage du plancher

Introduction

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- ✓ Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.1 Rigidité des portiques

IV.1.1 Calcule des rigidités linéaires

- Rigidités linéaire d'un poteau : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre : $K_{poutre} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

IV.1.1.1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

$$K_{poutres} = \left(\frac{I_{poutre}}{L_c} \right) \quad ; \quad K_{poteaux} = \left(\frac{I_{poteaux}}{h_c} \right)$$

❖ Identification des paramètres

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$ Avec : h_c : Hauteur des poteaux à calculées.

$\bar{h}$: Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux.

$\bar{h} = h_e - h_{poutre}$

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$ Avec : L_c : Longueur des poutres à calculées.

$\bar{L}$: Longueur entre nus des poutres.

h_{poutre} : Hauteur des poutres.

$\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$

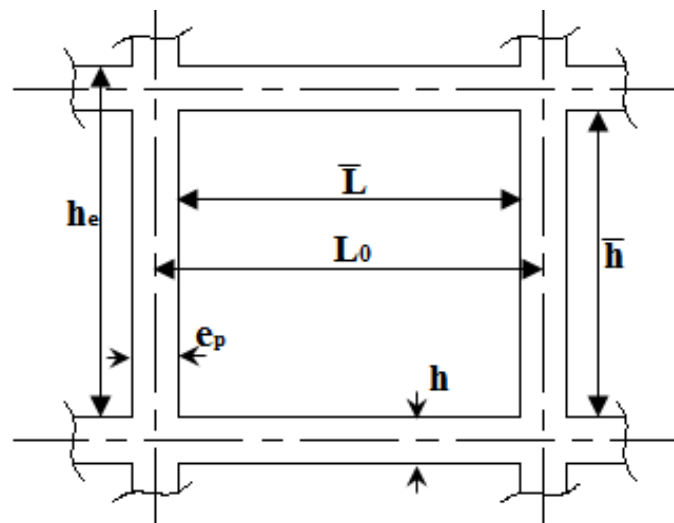
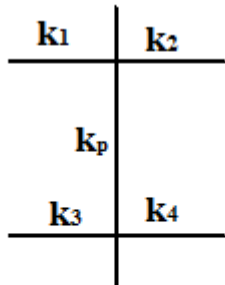


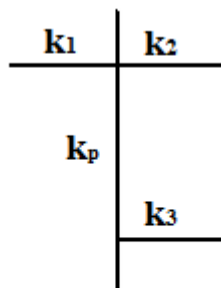
Figure IV.1 : Identification des paramètres.

IV.1.2 Calcul des coefficients $\bar{K}$ (rigidités moyennes)

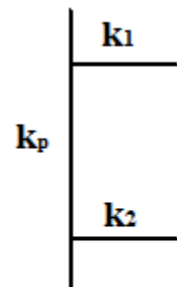
1^{er} Cas : étages courant $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}(poutre\ sup + poutre\ inf)}{2 K_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

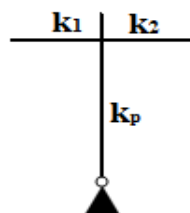
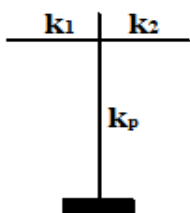


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$

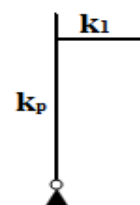
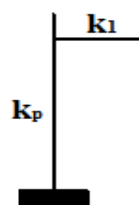


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

2^{ème} Cas : Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (poutres\ sup)}{K_{pot}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

IV.1.3 Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux

1^{er} Cas : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2^{ème} Cas : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

IV.1.4 Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j »

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$$

Les résultats des rigidités linéaires, $\bar{K}$, a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h_e (cm)	h_p (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	K_{poteau} (cm ³)
6	30	30	67500	288	30	258	30	273	247.25
5	30	30	67500	288	30	258	30	273	247.25
4	30	30	67500	288	30	258	30	273	247.25
3	35	35	125052	288	30	258	35	275.5	453.91
2	35	35	125052	288	30	258	35	275.5	453.91
1	35	35	125052	288	30	258	35	275.5	453.91
service	40	40	213333	288	30	258	40	278	767.38
RDC	40	40	213333	288	30	258	40	278	767.38
Ens	40	40	213333	408	30	378	40	398	536.01

TAB IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h_e (cm)	h_p (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	K_{poteau} (cm ³)
6	30	30	67500	288	35	253	30	268	251.87
5	30	30	67500	288	35	253	30	268	251.87
4	30	30	67500	288	35	253	30	268	251.87
3	35	35	125052	288	35	253	35	270.5	462.30
2	35	35	125052	288	35	253	35	270.5	462.30
1	35	35	125052	288	35	253	35	270.5	462.30
service	40	40	213333	288	35	253	40	273	781.44
RDC	40	40	213333	288	35	253	40	273	781.44
Es	40	40	213333	408	35	373	40	393	542.83

TAB IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h_{poutre} (cm)	L_c (cm)	K_{poutre} (cm ³)
4, 5 et 6 étages	1 $\Rightarrow$ 2	25	30	56250	315	30	285	30	300	187.5
	2 $\Rightarrow$ 3	25	30	56250	315	30	285	30	300	187.5
	3 $\Rightarrow$ 4	25	30	56250	330	30	300	30	315	178.57
	4 $\Rightarrow$ 5	25	30	56250	330	30	300	30	315	178.57
	5 $\Rightarrow$ 6	25	30	56250	330	30	300	30	315	178.57
	6 $\Rightarrow$ 7	25	30	56250	330	30	300	30	315	178.57
	7 $\Rightarrow$ 8	25	30	56250	165	30	135	30	150	375
	8 $\Rightarrow$ 9	25	30	56250	330	30	300	30	315	178.57
	9 $\Rightarrow$ 10	25	30	56250	315	30	285	30	300	187.5
	10 $\Rightarrow$ 11	25	30	56250	315	30	285	30	300	187.5
étage 1, 2 et 3	1 $\Rightarrow$ 2	25	30	56250	315	35	280	30	295	190.68
	2 $\Rightarrow$ 3	25	30	56250	315	35	280	30	295	190.68
	3 $\Rightarrow$ 4	25	30	56250	330	35	295	30	310	210.48
	4 $\Rightarrow$ 5	25	30	56250	330	35	295	30	310	210.48
	5 $\Rightarrow$ 6	25	30	56250	330	35	295	30	310	210.48
	6 $\Rightarrow$ 7	25	30	56250	330	35	295	30	310	210.48
	7 $\Rightarrow$ 8	25	30	56250	165	35	130	30	145	387.93
	8 $\Rightarrow$ 9	25	30	56250	330	35	295	30	310	210.48
	9 $\Rightarrow$ 10	25	30	56250	315	35	280	30	295	190.68

	10 $\Rightarrow$ 11	25	30	56250	315	35	280	30	295	190.68
ES et RDC et E de service	1 $\Rightarrow$ 2	25	30	56250	315	40	275	30	290	193.97
	2 $\Rightarrow$ 3	25	30	56250	315	40	275	30	290	193.97
	3 $\Rightarrow$ 4	25	30	56250	330	40	290	30	305	184.43
	4 $\Rightarrow$ 5	25	30	56250	330	40	290	30	305	184.43
	5 $\Rightarrow$ 6	25	30	56250	330	40	290	30	305	184.43
	6 $\Rightarrow$ 7	25	30	56250	330	40	290	30	305	184.43
	7 $\Rightarrow$ 8	25	30	56250	165	40	125	30	140	466.07
	8 $\Rightarrow$ 9	25	30	56250	330	40	290	30	305	184.43
	9 $\Rightarrow$ 10	25	30	56250	315	40	275	30	290	193.97
	10 $\Rightarrow$ 11	25	30	56250	315	40	275	30	290	193.97

TAB IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre} (cm ³)
4, 5 et 6 étages	A $\Rightarrow$ B	25	35	89322.92	420	30	390	35	407.5	219.20
	B $\Rightarrow$ C	25	35	89322.92	420	30	390	35	407.5	219.20
	C $\Rightarrow$ D	25	35	89322.92	250	30	220	35	237.5	376.10
	D $\Rightarrow$ E	25	35	89322.92	420	30	390	35	407.5	219.20
	E $\Rightarrow$ F	25	35	89322.92	420	30	390	35	407.5	219.20
étage 1, 2 et 3	A $\Rightarrow$ B	25	35	89322.92	420	35	385	35	402.5	221.92
	B $\Rightarrow$ C	25	35	89322.92	420	35	385	35	402.5	221.92
	C $\Rightarrow$ D	25	35	89322.92	250	35	215	35	232.5	384.18
	D $\Rightarrow$ E	25	35	89322.92	420	35	385	35	402.5	221.18
	E $\Rightarrow$ F	25	35	89322.92	420	35	385	35	402.5	221.18
ES et RDC et E de service	A $\Rightarrow$ B	25	35	89322.92	420	40	380	35	397.5	224.71
	B $\Rightarrow$ C	25	35	89322.92	420	40	380	35	397.5	224.71
	C $\Rightarrow$ D	25	35	89322.92	250	40	210	35	227.5	392.63
	D $\Rightarrow$ E	25	35	89322.92	420	40	380	35	397.5	224.71
	E $\Rightarrow$ F	25	35	89322.92	420	40	380	35	397.5	224.71

TAB IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travées	K_{poutre} (cm^3)	poteaux	K_{poteau} (cm^3)	$\bar{K}$	α_j^i	E (MPa)	h_c (cm)	r_j^i	R_x^j
4, 5 et 6 étages	1 $\Rightarrow$ 2	187.5	1	247.25	0.758	0.275	32164.2	268	365.387	9715.313
	2 $\Rightarrow$ 3	187.5	2	247.25	1.517	0.431	32164.2	268	572.661	
	3 $\Rightarrow$ 4	178.57	3	247.25	1.481	0.425	32164.2	268	564.690	
	4 $\Rightarrow$ 5	178.57	4	247.25	1.444	0.419	32164.2	268	1918.615	
	5 $\Rightarrow$ 6	178.57	5	247.25	1.444	0.419	32164.2	268	1918.615	
	6 $\Rightarrow$ 7	178.57	6	247.25	1.444	0.419	32164.2	268	1918.615	
	7 $\Rightarrow$ 8	375	7	247.25	1.119	0.359	32164.2	268	476.996	
	8 $\Rightarrow$ 9	178.57	8	247.25	1.119	0.359	32164.2	268	476.996	
	9 $\Rightarrow$ 10	187.5	9	247.25	1.481	0.425	32164.2	268	564.690	
	10 $\Rightarrow$ 11	187.5	10	247.25	1.517	0.431	32164.2	268	572.661	
	10 $\Rightarrow$ 11	187.5	11	247.25	0.758	0.275	32164.2	268	365.387	
étage 1, 2 et 3	1 $\Rightarrow$ 2	190.68	1	453.91	0.420	0.175	32164.2	270.5	419.013	7898.985
	2 $\Rightarrow$ 3	190.68	2	453.91	0.840	0.296	32164.2	270.5	708.730	
	3 $\Rightarrow$ 4	210.48	3	453.91	0.884	0.306	32164.2	270.5	732.673	
	4 $\Rightarrow$ 5	210.48	4	453.91	0.927	0.317	32164.2	270.5	759.011	
	5 $\Rightarrow$ 6	210.48	5	453.91	0.927	0.317	32164.2	270.5	759.011	
	6 $\Rightarrow$ 7	210.48	6	453.91	0.927	0.317	32164.2	270.5	759.011	
	7 $\Rightarrow$ 8	387.93	7	453.91	1.318	0.397	32164.2	270.5	950.560	
	8 $\Rightarrow$ 9	210.48	8	453.91	1.318	0.397	32164.2	270.5	950.560	
	9 $\Rightarrow$ 10	190.68	9	453.91	0.884	0.306	32164.2	270.5	732.673	
	10 $\Rightarrow$ 11	190.68	10	453.91	0.840	0.269	32164.2	270.5	708.730	
	10 $\Rightarrow$ 11	190.68	11	453.91	0.420	0.175	32164.2	270.5	419.013	
RDC et E de service	1 $\Rightarrow$ 2	193.97	1	767.38	0.253	0.113	32164.2	273	449.073	8743.024
	2 $\Rightarrow$ 3	193.97	2	767.38	0.505	0.202	32164.2	273	802.769	
	3 $\Rightarrow$ 4	184.43	3	767.38	0.493	0.197	32164.2	273	782.898	
	4 $\Rightarrow$ 5	184.43	4	767.38	0.481	0.194	32164.2	273	770.976	
	5 $\Rightarrow$ 6	184.43	5	767.38	0.481	0.194	32164.2	273	770.976	
	6 $\Rightarrow$ 7	184.43	6	767.38	0.481	0.194	32164.2	273	770.976	
	7 $\Rightarrow$ 8	466.07	7	767.38	0.847	0.297	32164.2	273	1180.308	
	8 $\Rightarrow$ 9	184.43	8	767.38	0.847	0.297	32164.2	273	1180.308	
	9 $\Rightarrow$ 10	193.97	9	767.38	0.493	0.197	32164.2	273	782.898	
	10 $\Rightarrow$ 11	193.97	10	767.38	0.505	0.202	32164.2	273	802.769	
	10 $\Rightarrow$ 11	193.97	11	767.38	0.253	0.113	32164.2	273	449.073	
ES	1 $\Rightarrow$ 2	193.97	1	536.01	0.362	0.153	32164.2	393	204.943	3863.105
	2 $\Rightarrow$ 3	193.97	2	536.01	0.724	0.266	32164.2	393	356.306	

$3 \Rightarrow 4$	184.43	3	536.01	0.706	0.261	32164.2	393	349.608
$4 \Rightarrow 5$	184.43	4	536.01	0.688	0.256	32164.2	393	342.911
$5 \Rightarrow 6$	184.43	5	536.01	0.688	0.256	32164.2	393	342.911
$6 \Rightarrow 7$	184.43	6	536.01	0.688	0.256	32164.2	393	342.911
$7 \Rightarrow 8$	466.07	7	536.01	1.214	0.378	32164.2	393	506.329
$8 \Rightarrow 9$	184.43	8	536.01	1.214	0.378	32164.2	393	506.329
$9 \Rightarrow 10$	193.97	9	536.01	0.706	0.261	32164.2	393	349.608
$10 \Rightarrow 11$	193.97	10	536.01	0.724	0.266	32164.2	393	356.306
$10 \Rightarrow 11$	193.97	11	536.01	0.362	0.153	32164.2	393	204.943

TAB IV.5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveaux	Travées	K_{poutre} (cm^3)	poteaux	K_{poteau} (cm^3)	$\bar{K}$	a_j^i	E (MPa)	h_c (cm^3)	r_j^i	R_y^j
4, 5 et 6 étages	$A \Rightarrow B$	219.20	A	251.87	0.870	0.303	32164.2	251.87	464.323	4014.938
	$B \Rightarrow C$	219.20	B	251.87	1.740	0.465	32164.2	251.87	712.575	
	$C \Rightarrow D$	376.10	C	251.87	2.363	0.542	32164.2	251.87	830.571	
	$D \Rightarrow E$	219.20	D	251.87	2.363	0.542	32164.2	251.87	830.571	
	$E \Rightarrow F$	219.20	E	251.87	1.740	0.465	32164.2	251.87	712.575	
	$E \Rightarrow F$	219.20	F	251.87	0.870	0.303	32164.2	251.87	464.323	
étage 1, 2 et 3	$A \Rightarrow B$	221.92	A	462.30	0.480	0.194	32164.2	462.30	161.670	1525.584
	$B \Rightarrow C$	221.92	B	462.30	0.960	0.324	32164.2	462.30	270.505	
	$C \Rightarrow D$	384.18	C	462.30	1.311	0.396	32164.2	462.30	330.617	
	$D \Rightarrow E$	221.18	D	462.30	1.311	0.396	32164.2	462.30	330.617	
	$E \Rightarrow F$	221.18	E	462.30	0.960	0.324	32164.2	462.30	270.505	
	$E \Rightarrow F$	221.18	F	462.30	0.480	0.194	32164.2	462.30	161.670	
RDC et E de service	$A \Rightarrow B$	224.71	A	781.44	0.287	0.125	32164.2	781.44	60.803	613.866
	$B \Rightarrow C$	224.71	B	781.44	0.575	0.223	32164.2	781.44	108.472	
	$C \Rightarrow D$	392.63	C	781.44	0.790	0.283	32164.2	781.44	137.658	
	$D \Rightarrow E$	224.71	D	781.44	0.790	0.283	32164.2	781.44	137.658	
	$E \Rightarrow F$	224.71	E	781.44	0.575	0.223	32164.2	781.44	108.472	
	$E \Rightarrow F$	224.71	F	781.44	0.287	0.125	32164.2	781.44	60.803	
ES	$A \Rightarrow B$	224.71	A	542.83	0.413	0.502	32164.2	542.83	356.940	2123.614
	$B \Rightarrow C$	224.71	B	542.83	0.827	0.469	32164.2	542.83	333.474	
	$C \Rightarrow D$	392.63	C	542.83	1.137	0.522	32164.2	542.83	371.160	
	$D \Rightarrow E$	224.71	D	542.83	1.137	0.522	32164.2	542.83	371.160	
	$E \Rightarrow F$	224.71	E	542.83	0.827	0.469	32164.2	542.83	333.940	
	$E \Rightarrow F$	224.71	F	542.83	0.413	0.502	32164.2	542.83	356.940	

TAB IV.6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

IV.2 Rigidités des refends (voiles)

IV.2.1 Calcul des inerties des voiles

❖ Les voiles longitudinaux (xx)

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

❖ Les voiles transversaux (yy)

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

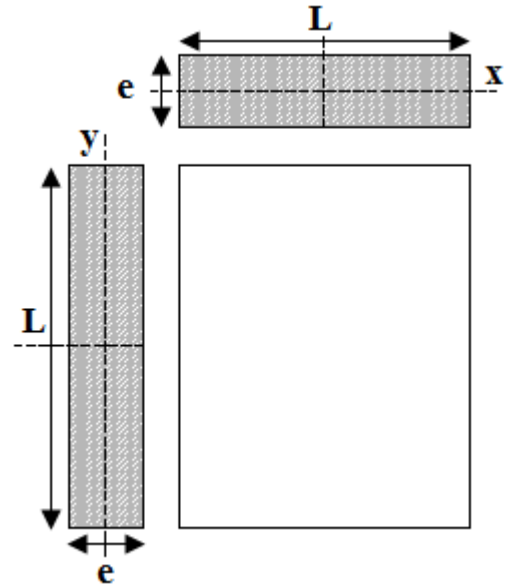


Figure IV.2 : coupe des voiles en plan.

IV.2.2 Calcul des rigidités des voiles

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{12EI_y}{h^3}$
- Dans le sens transversal : $r_x^j = \frac{12EI_x}{h^3}$

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_y (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_x^j	$R_x^j = \sum r_x^j$
RDC $\Rightarrow$ 7 ^{ème}	V_{L1}	20	165	7486875	32164.2	288	1451638.123	9072738.268
	V_{L2}	20	165	7486875	32164.2	288	1451638.123	
	V_{L3}	20	165	7486875	32164.2	288	1451638.123	
	V_{L4}	20	495	202145625	32164.2	288	3266185.776	
	V_{L5}	20	165	7486875	32164.2	288	1451638.123	
ES	V_{L1}	20	165	7486875	32164.2	408	42547.504	1318972.638
	V_{L2}	20	165	7486875	32164.2	408	42547.504	
	V_{L3}	20	165	7486875	32164.2	408	42547.504	
	V_{L4}	20	495	202145625	32164.2	408	1148782.622	
	V_{L5}	20	165	7486875	32164.2	408	42547.504	

TAB IV.7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_x (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_y^j	$R_y^j = \sum r_y^j$
RDC $\Rightarrow$ 7^{ème}	V_{T1}	20	420	123480000	32164.2	288	1995138.997	4421147.014
	V_{T2}	20	200	13333333.33	32164.2	288	215434.51	
	V_{T3}	20	420	123480000	32164.2	288	1995138.997	
	V_{T4}	20	200	13333333.33	32164.2	288	215434.51	
ES	V_{T1}	20	420	123480000	32164.2	408	701730.142	1555005.504
	V_{T2}	20	200	13333333.33	32164.2	408	75772.610	
	V_{T3}	20	420	123480000	32164.2	408	701730.142	
	V_{T4}	20	200	13333333.33	32164.2	408	75772.610	

TAB IV.8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y)

IV.2.3 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles »

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j
étages 4, 5 et 6	9715.985	4014.938	9072738.268	4421147.014	9082454.253	4425161.952
étage 1, 2 et 3	7898.985	1525.584	9072738.268	4421147.014	9080637.253	4422672.598
RDC et E de service	8743.024	613.866	9072738.268	4421147.014	9081481.292	4421760.88
E – sol	3863.105	2123.614	1318972.638	1555005.504	1322835.743	1557129.118

TAB IV.9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

IV.3 Inertie fictive des portiques et des refends

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m⁴**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.3.1 Calcul de l'inertie fictive

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

IV.3.1.1 Calcul des flèches des refends

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales **1 tonne**, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2(b_i + b_{i+1})}$$

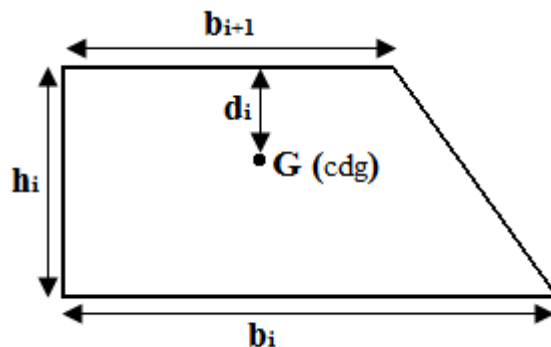


Figure IV-3 : trapèze de calcul

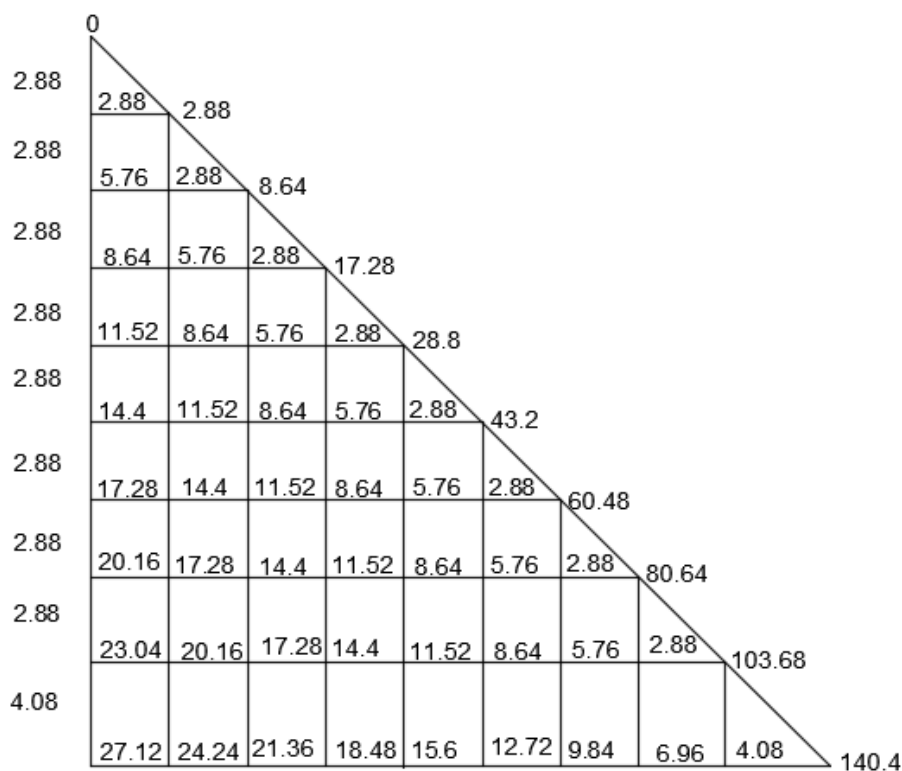


Figure IV-4 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne la section des aires « S_i » et la position de centre de gravité « d_i » à partir du diagramme des moments :

Niveaux	b_{i+1}	b_i	h_e	d_i	S_i
6	0	2.88	2.88	1.44	4.147
5	2.88	8.64	2.88	2.52	16.589
4	8.64	17.28	2.88	2.4	37.325
3	17.28	28.8	2.88	2.34	66.355
2	28.8	43.2	2.88	2.304	103.68
1	43.2	60.48	2.88	2.28	149.299
E. Service	60.48	80.64	2.88	2.263	203.213
RDC	80.64	103.68	2.88	2.25	265.421
E. Sol	103.68	140.4	4.08	3.213	497.923

TAB IV.10 : section des aires et position du CDG.

❖ Calcul de la flèche

$$f_{E.sol} = \frac{497.923 \times 3.213}{EI} = \frac{1599.827}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{497.923 \times 6.093 + 265.421 \times 2.25}{EI} = \frac{3631.042}{EI}$$

$$f_{Ser} = \frac{497.923 \times 8.973 + 265.421 \times 5.13 + 203.213 \times 2.263}{EI} = \frac{6289.344}{EI}$$

$$f_1 = \frac{497.923 \times 11.853 + 265.421 \times 8.01 + 203.213 \times 5.143 + 149.299 \times 2.28}{EI} = \frac{9413.430}{EI}$$

$$f_2 = \frac{497.923 \times 14.733 + 265.421 \times 10.89 + 203.213 \times 8.023 + 149.299 \times 5.16 + 103.68 \times 2.304}{EI} = \frac{12865.974}{EI}$$

$$f_3 = \frac{16533.508}{EI} \quad f_4 = \frac{20326.454}{EI} \quad f_5 = \frac{24179.121}{EI}$$

$$f_6 = \frac{28043.731}{EI}$$

IV.3.1.2 Calcul des déplacements des portiques

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastrés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

niveaux	portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m^3) 10^{-4}	$\sum K_{pout}$ (m^3) 10^{-4}	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
6	(A-A)	2.88	2.88	0	7.418	3.571	336.040	491.557	14156.842	32416.332	28043.731	0.965	5.790
	(B-B)	2.88	2.88	0	24.725	20.179	59.468	126.802	3651.898		28043.731	0.965	
	(C-C)	2.88	2.88	0	24.725	20.179	59.468	126.802	3651.898		28043.731	0.965	
	(D-D)	2.88	2.88	0	27.198	20.179	59.468	126.802	3651.898		28043.731	0.965	
	(E-E)	2.88	2.88	0	24.725	20.179	59.468	126.802	3651.898		28043.731	0.965	
	(F-F)	2.88	2.88	0	24.725	20.179	59.468	126.802	3651.898		28043.731	0.965	
5	(A-A)	2.88	5.76	2.88	7.418	3.571	1008.121	1319.155	37991.664	83073.889	24179.121	0.491	2.946
	(B-B)	2.88	5.76	2.88	24.725	20.179	178.403	313.071	9016.445		24179.121	0.491	
	(C-C)	2.88	5.76	2.88	24.725	20.179	178.403	313.071	9016.445		24179.121	0.491	
	(D-D)	2.88	5.76	2.88	27.198	20.179	178.403	313.071	9016.445		24179.121	0.491	
	(E-E)	2.88	5.76	2.88	24.725	20.179	178.403	313.071	9016.445		24179.121	0.491	
	(F-F)	2.88	5.76	2.88	24.725	20.179	178.403	313.071	9016.445		24179.121	0.491	
4	(A-A)	2.88	8.64	5.76	7.418	3.571	1680.202	2314.774	66665.491	142852.146	20326.454	0.342	2.052
	(B-B)	2.88	8.64	5.76	24.725	20.179	297.339	529.074	15237.331		20326.454	0.342	
	(C-C)	2.88	8.64	5.76	24.725	20.179	297.339	529.074	15237.331		20326.454	0.342	
	(D-D)	2.88	8.64	5.76	27.198	20.179	297.339	529.074	15237.331		20326.454	0.342	
	(E-E)	2.88	8.64	5.76	24.725	20.179	297.339	529.074	15237.331		20326.454	0.342	
	(F-F)	2.88	8.64	5.76	24.725	20.179	297.339	529.074	15237.331		20326.454	0.342	
3	(A-A)	2.88	11.52	8.64	13.617	4.210	1995.249	2542.727	73230.538	152546.603	16533.508	0.308	1.848
	(B-B)	2.88	11.52	8.64	45.391	22.031	381.281	550.806	15863.213		16533.508	0.308	
	(C-C)	2.88	11.52	8.64	45.391	22.031	381.281	550.806	15863.213		16533.508	0.308	
	(D-D)	2.88	11.52	8.64	49.930	22.031	381.281	550.806	15863.213		16533.508	0.308	
	(E-E)	2.88	11.52	8.64	45.391	22.031	381.281	550.806	15863.213		16533.508	0.308	
	(F-F)	2.88	11.52	8.64	45.391	22.031	381.281	550.806	15863.213		16533.508	0.308	

2	(A-A)	2.88	14.4	11.52	13.617	4.210	2565.321	3161.536	91052.237	191869.372	12865.974	0.267	1.602
	(B-B)	2.88	14.4	11.52	45.391	22.031	490.218	700.119	20163.427		12865.974	0.267	
	(C-C)	2.88	14.4	11.52	45.391	22.031	490.218	700.119	20163.427		12865.974	0.267	
	(D-D)	2.88	14.4	11.52	49.930	22.031	490.218	700.119	20163.427		12865.974	0.267	
	(E-E)	2.88	14.4	11.52	45.391	22.031	490.218	700.119	20163.427		12865.974	0.267	
	(F-F)	2.88	14.4	11.52	45.391	22.031	490.218	700.119	20163.427		12865.974	0.267	
1	(A-A)	2.88	17.28	14.4	13.617	4.210	3135.392	3907.858	112546.310	236664.375	9413.430	0.240	1.440
	(B-B)	2.88	17.28	14.4	45.391	22.031	599.156	861.931	24823.613		9413.430	0.240	
	(C-C)	2.88	17.28	14.4	45.391	22.031	599.156	861.931	24823.613		9413.430	0.240	
	(D-D)	2.88	17.28	14.4	49.930	22.031	599.156	861.931	24823.613		9413.430	0.240	
	(E-E)	2.88	17.28	14.4	45.391	22.031	599.156	861.931	24826.613		9413.430	0.240	
	(F-F)	2.88	17.28	14.4	45.391	22.031	599.156	861.931	24826.613		9413.430	0.240	
Etage de Service	(A-A)	2.88	20.16	17.28	23.021	3.689	4228.788	4411.858	127061.510	253627.720	6289.344	0.225	1.350
	(B-B)	2.88	20.16	17.28	76.738	21.641	720.854	878.932	25313.242		6289.344	0.225	
	(C-C)	2.88	20.16	17.28	76.738	21.641	720.854	878.932	25313.242		6289.344	0.225	
	(D-D)	2.88	20.16	17.28	84.412	21.641	720.854	878.932	25313.242		6289.344	0.225	
	(E-E)	2.88	20.16	17.28	76.738	21.641	720.854	878.932	25313.242		6289.344	0.225	
	(F-F)	2.88	20.16	17.28	76.738	21.641	720.854	878.932	25313.242		6289.344	0.225	
RDC	(A-A)	2.88	23.04	20.16	23.021	3.689	4879.371	5479.636	157813.517	305630.382	3631.042	0.212	1.272
	(B-B)	2.88	23.04	20.16	76.738	21.641	831.755	1026.506	29563.373		3631.042	0.212	
	(C-C)	2.88	23.04	20.16	76.738	21.641	831.755	1026.506	29563.373		3631.042	0.212	
	(D-D)	2.88	23.04	20.16	84.412	21.641	831.755	1026.506	29563.373		3631.042	0.212	
	(E-E)	2.88	23.04	20.16	76.738	21.641	831.755	1026.506	29563.373		3631.042	0.212	
	(F-F)	2.88	23.04	20.16	76.738	21.641	831.755	1026.506	29563.373		3631.042	0.212	
Σ	(A-A)	4.08	27.12	23.04	16.080	3.689	4155.896	5923.106	241662.725	494169.030	1599.827	0.023	0.138

(B-B)	4.08	27.12	23.04	53.601	21.641	800.529	1237.776	50501.261	1599.827	0.023
(C-C)	4.08	27.12	23.04	53.601	21.641	800.529	1237.776	50501.261	1599.827	0.023
(D-D)	4.08	27.12	23.04	58.961	21.641	800.529	1237.776	50501.261	1599.827	0.023
(E-E)	4.08	27.12	23.04	53.601	21.641	800.529	1237.776	50501.261	1599.827	0.023
(F-F)	4.08	27.12	23.04	53.601	21.641	800.529	1237.776	5050.621	1599.827	0.023

TAB IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

Niveaux	portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum \kappa_{pot}$ $\frac{(m^3)}{10^{-4}}$	$\sum \kappa_{pout}$ $\frac{(m^3)}{10^{-4}}$	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
6	(1-1)	2.88	2.88	0	12.594	10.337	116.088	248.611	7159.997	67979.117	28043.731	0.513	5.130
	(2-2)	2.88	2.88	0	12.594	10.337	116.088	248.611	7159.997		28043.731	0.513	
	(3-3)	2.88	2.88	0	12.594	10.337	116.088	248.611	7159.997		28043.731	0.513	
	(4-4)	2.88	2.88	0	15.112	12.529	95.778	206.703	5953.046		28043.731	0.513	
	(5-5)	2.88	2.88	0	15.112	12.529	95.778	206.703	5953.046		28043.731	0.513	
	(6-6)	2.88	2.88	0	15.112	12.529	95.778	260.703	5953.046		28043.731	0.513	
	(7-7)	2.88	2.88	0	12.594	10.337	116.088	248.611	7159.997		28043.731	0.513	
	(8-8)	2.88	2.88	0	12.594	10.337	116.088	248.611	7159.997		28043.731	0.513	
	(9-9)	2.88	2.88	0	12.594	10.337	116.088	248.611	7159.997		28043.731	0.513	
	(10-10)	2.88	2.88	0	12.594	10.337	116.088	248.611	7159.997		28043.731	0.513	
5	(1-1)	2.88	5.76	2.88	12.594	10.337	348.264	613.310	17663.328	167636.793	24179.121	0.244	2.440
	(2-2)	2.88	5.76	2.88	12.594	10.337	348.264	613.310	17663.328		24179.121	0.244	
	(3-3)	2.88	5.76	2.88	12.594	10.337	348.264	613.310	17663.328		24179.121	0.244	
	(4-4)	2.88	5.76	2.88	15.112	12.529	287.333	509.184	14664.499		24179.121	0.244	
	(5-5)	2.88	5.76	2.88	15.112	12.529	287.333	509.184	14664.499		24179.121	0.244	
	(6-6)	2.88	5.76	2.88	15.112	12.529	287.333	509.184	14664.499		24179.121	0.244	
	(7-7)	2.88	5.76	2.88	12.594	10.337	348.264	613.310	17663.328		24179.121	0.244	
	(8-8)	2.88	5.76	2.88	12.594	10.337	348.264	613.310	17663.328		24179.121	0.244	
	(9-9)	2.88	5.76	2.88	12.594	10.337	348.264	613.310	17663.328		24179.121	0.244	
	(10-10)	2.88	5.76	2.88	12.594	10.337	348.264	613.310	17663.328		24179.121	0.244	

4	(1-1)	2.88	8.64	5.76	12.594	10.337	580.439	1036.052	29838.298	283133.551	20326.454	0.172	1.720
	(2-2)	2.88	8.64	5.76	12.594	10.337	580.439	1036.052	29838.298		20326.454	0.172	
	(3-3)	2.88	8.64	5.76	12.594	10.337	580.439	1036.052	29838.298		20326.454	0.172	
	(4-4)	2.88	8.64	5.76	15.112	12.529	478.889	859.554	24755.155		20326.454	0.172	
	(5-5)	2.88	8.64	5.76	15.112	12.529	478.889	859.554	24755.155		20326.454	0.172	
	(6-6)	2.88	8.64	5.76	15.112	12.529	478.889	859.554	24755.155		20326.454	0.172	
	(7-7)	2.88	8.64	5.76	12.594	10.337	580.439	1036.052	29838.298		20326.454	0.172	
	(8-8)	2.88	8.64	5.76	12.594	10.337	580.439	1036.052	29838.298		20326.454	0.172	
	(9-9)	2.88	8.64	5.76	12.594	10.337	580.439	1036.052	29838.298		20326.454	0.172	
	(10-10)	2.88	8.64	5.76	12.594	10.337	580.439	1036.052	29838.298		20326.454	0.172	
3	(1-1)	2.88	11.52	8.64	23.115	10.499	800.076	1105.577	31840.618	302005.558	16533.508	0.055	0.550
	(2-2)	2.88	11.52	8.64	23.115	10.499	800.076	1105.577	31840.618		16533.508	0.055	
	(3-3)	2.88	11.52	8.64	23.115	10.499	800.076	1105.577	31840.618		16533.508	0.055	
	(4-4)	2.88	11.52	8.64	27.738	12.719	660.429	915.755	26373.744		16533.508	0.055	
	(5-5)	2.88	11.52	8.64	27.738	12.719	660.429	915.755	26373.744		16533.508	0.055	
	(6-6)	2.88	11.52	8.64	27.738	12.719	660.429	915.755	26373.744		16533.508	0.055	
	(7-7)	2.88	11.52	8.64	23.115	10.499	800.076	1105.577	31840.618		16533.508	0.055	
	(8-8)	2.88	11.52	8.64	23.115	10.499	800.076	1105.577	31840.618		16533.508	0.055	
	(9-9)	2.88	11.52	8.64	23.115	10.499	800.076	1105.577	31840.618		16533.508	0.055	
	(10-10)	2.88	11.52	8.64	23.115	10.499	800.076	1105.577	31840.618		16533.508	0.055	
2	(1-1)	2.88	14.4	11.52	23.115	10.499	1028.669	1433.516	41285.261	391587.842	12865.974	0.033	0.330
	(2-2)	2.88	14.4	11.52	23.115	10.499	1028.669	1433.516	41285.261		12865.974	0.033	
	(3-3)	2.88	14.4	11.52	23.115	10.499	1028.669	1433.516	41285.261		12865.974	0.033	
	(4-4)	2.88	14.4	11.52	27.738	12.719	849.123	1187.396	34197.005		12865.974	0.033	

	(5-5)	2.88	14.4	11.52	27.738	12.719	849.123	1187.396	34197.005	12865.974	0.033
	(6-6)	2.88	14.4	11.52	27.738	12.719	849.123	1187.396	34197.005	12865.974	0.033
	(7-7)	2.88	14.4	11.52	23.115	10.499	1028.669	1433.516	41285.261	12865.974	0.033
	(8-8)	2.88	14.4	11.52	23.115	10.499	1028.669	1433.516	41285.261	12865.974	0.033
	(9-9)	2.88	14.4	11.52	23.115	10.499	1028.669	1433.516	41285.261	12865.974	0.033
	(10-10)	2.88	14.4	11.52	23.115	10.499	1028.669	1433.516	41285.261	12865.974	0.033
1	(1-1)	2.88	17.28	14.4	23.115	10.499	1257.263	1765.938	50859.014	9413.430	0.020
	(2-2)	2.88	17.28	14.4	23.115	10.499	1257.263	1765.938	50859.014	9413.430	0.020
	(3-3)	2.88	17.28	14.4	23.115	10.499	1257.263	1765.938	50859.014	9413.430	0.020
	(4-4)	2.88	17.28	14.4	27.738	12.719	1037.817	1462.613	42123.254	9413.430	0.020
	(5-5)	2.88	17.28	14.4	27.738	12.719	1037.817	1462.613	42123.254	9413.430	0.020
	(6-6)	2.88	17.28	14.4	27.738	12.719	1037.817	1462.613	42123.254	9413.430	0.020
	(7-7)	2.88	17.28	14.4	23.115	10.499	1257.263	1765.938	50859.014	9413.430	0.020
	(8-8)	2.88	17.28	14.4	23.115	10.499	1257.263	1765.938	50859.014	9413.430	0.020
	(9-9)	2.88	17.28	14.4	23.115	10.499	1257.263	1765.938	50859.014	9413.430	0.020
	(10-10)	2.88	17.28	14.4	23.115	10.499	1257.263	1765.938	50859.014	9413.430	0.020
E. Service	(1-1)	2.88	20.16	17.28	39.072	10.668	1462.317	1789.765	51545.232	6289.344	0.013
	(2-2)	2.88	20.16	17.28	39.072	10.668	1462.317	1789.765	51545.232	6289.344	0.013
	(3-3)	2.88	20.16	17.28	39.072	10.668	1462.317	1789.765	51545.232	6289.344	0.013
	(4-4)	2.88	20.16	17.28	46.886	12.915	1207.898	1481.173	42657.782	6289.344	0.013
	(5-5)	2.88	20.16	17.28	46.886	12.915	1207.898	1481.173	42657.782	6289.344	0.013
	(6-6)	2.88	20.16	17.28	46.886	12.915	1207.898	1481.173	42657.782	6289.344	0.013
	(7-7)	2.88	20.16	17.28	39.072	10.668	1462.317	1789.765	51545.232	6289.344	0.013
	(8-8)	2.88	20.16	17.28	39.072	10.668	1462.317	1789.765	51545.232	6289.344	0.013

	(9-9)	2.88	20.16	17.28	39.072	10.668	1462.317	1789.765	51545.232	6289.344	0.013	
	(10-10)	2.88	20.16	17.28	39.072	10.668	1462.317	1789.765	51545.232	6289.344	0.013	
R D C	(1-1)	2.88	23.04	20.16	39.072	10.668	1687.289	2066.203	59506.646	3631.042	0.006	
	(2-2)	2.88	23.04	20.16	39.072	10.668	1687.289	2066.203	59506.646	3631.042	0.006	
	(3-3)	2.88	23.04	20.16	39.072	10.668	1687.289	2066.203	59506.646	3631.042	0.006	
	(4-4)	2.88	23.04	20.16	46.886	12.915	1393.728	1710.317	49257.130	3631.042	0.006	
	(5-5)	2.88	23.04	20.16	46.886	12.915	1393.728	1710.317	49257.130	3631.042	0.006	
	(6-6)	2.88	23.04	20.16	46.886	12.915	1393.728	1710.317	49257.130	3631.042	0.006	
	(7-7)	2.88	23.04	20.16	39.072	10.668	1687.289	2066.203	59506.646	3631.042	0.006	
	(8-8)	2.88	23.04	20.16	39.072	10.668	1687.289	2066.203	59506.646	3631.042	0.006	
	(9-9)	2.88	23.04	20.16	39.072	10.668	1687.289	2066.203	59506.646	3631.042	0.006	
	(10-10)	2.88	23.04	20.16	39.072	10.668	1687.289	2066.203	59506.646	3631.042	0.006	
F. Sol	(1-1)	4.08	27.12	23.04	27.142	10.668	1616.417	2484.511	101368.049	1599.827	0.002	
	(2-2)	4.08	27.12	23.04	27.142	10.668	1616.417	2484.511	101368.049	1599.827	0.002	
	(3-3)	4.08	27.12	23.04	27.142	10.668	1616.417	2484.511	101368.049	1599.827	0.002	
	(4-4)	4.08	27.12	23.04	32.570	12.915	1337.243	2059.376	84022.541	1599.827	0.002	
	(5-5)	4.08	27.12	23.04	32.570	12.915	1337.243	2059.376	84022.541	1599.827	0.002	
	(6-6)	4.08	27.12	23.04	32.570	12.915	1337.243	2059.376	84022.541	1599.827	0.002	
	(7-7)	4.08	27.12	23.04	27.142	10.668	1616.417	2484.511	101368.049	1599.827	0.002	
	(8-8)	4.08	27.12	23.04	27.142	10.668	1616.417	2484.511	101368.049	1599.827	0.002	
	(9-9)	4.08	27.12	23.04	27.142	10.668	1616.417	2484.511	101368.049	1599.827	0.002	
	(10-10)	4.08	27.12	23.04	27.142	10.668	1616.417	2484.511	101368.049	1599.827	0.002	

TAB IV.12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :

<i>Niv</i> <i>Sens</i>	<i>E. Sol</i>	<i>R D C</i>	<i>Etage</i> <i>Service</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>Inertie</i> <i>Moyenne</i>
<i>X-X</i>	0.138	1.272	1.350	1.440	1.602	1.848	2.052	2.946	5.790	2.049
<i>Y-Y</i>	0.020	0.060	0.130	0.200	0.330	0.550	1.720	2.440	5.130	1.176

❖ Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

Sens X-X

	<i>Inerties (m^4)</i>	<i>Pourcentage %</i>
Portiques	2.049	46.89 %
Voiles	2.321	53.11 %
Voiles + Portiques	4.370	100 %

Sens Y-Y

	<i>Inerties (m^4)</i>	<i>Pourcentage %</i>
Portiques	1.176	30.06 %
Voiles	2.736	69.94 %
Voiles + Portiques	3.912	100 %

TAB IV.13 Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y)

Remarque

En comparant les résultats, on voit que les inerties des voiles sont supérieures aux inerties des portiques et cela suivants les deux sens.

Et d'après le RPA, quand l'inertie des voiles ne dépasse pas 80% de celles des portiques, on dira que la structure est mixte c'est-à-dire qu'elle est contreventée par voiles et portiques

Conclusion

Notre structure est contreventée par voiles et portiques (système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction).

V-Etude sismique de la structure :

V-1-Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement des propriétés dynamiques de la structure (modes propres, fréquence propres), et la nature du sol.

Ceci nécessite une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V-2-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le (**RPA 99 / version 2003**), notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **II-A groupe d'usage 2**.

Le calcul se fait en méthode d'analyse modale spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (**(4.1.2.) RPA 99 / version 2003**), en utilisant le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural 2010**.

La hauteur de la structure : **H=30.18 >23m**

V-3-Méthode statique équivalente:

V-3-1-Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode peut être appliquée si le bâtiment étudié respecte les conditions de régularité en plan et en élévation.

V-3-2-Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

V-3-3-Effort tranchant a la base:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

AVEC :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

V-3-4- Détermination des paramètres:**➤ Coefficient d'accélération A :**

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya TIZI OUZOU : RPA 99 / version 2003)

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15 (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)**

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure **(d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003)** avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3.0 / T)^{5/3} & T > 3\text{sec} \end{cases}$$

• Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 :

Pour notre site type : **S2** $T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,40 \text{ s}$ (tab 4.7 de RPA 99 / version 2003)

• Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.882 \quad \text{Avec : } \xi = 7\%$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0,882$). (tab 4.2 de RPA 99 / version 2003)

• **Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules (4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003).

$$\left. \begin{array}{l} T = C_T \cdot h_n^{3/4} \\ T = 0.09 h_n / (L)^{1/2} \end{array} \right\} T = \text{Min}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
dans notre structure : $h_N = 30.18\text{m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le (Tableau 4.6 RPA 99 / version 2003).

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

D'où :

Dans le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \\ T = 0.05 \times (30.18)^{3/4} = 0.64 \text{ s} \\ T_x = 0.09 \times (30.18 / \sqrt{30.75}) = 0.48 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \times (30.18 / \sqrt{19.30}) = 0.61 \text{ s} \end{array} \right\} T_{\min} = 0.48 \text{ s}$$

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$T = 1.3 \times 0.48 = 0.62s > T_{rob} = 0.53 s$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le (**tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003**) en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (**l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003**) Dans notre structure on a un système de contreventement mixte. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 5$

➤ **Facteur de qualité Q :**

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le (**RPA 99 / version 2003**), chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

● **sens longitudinal : (10 travée) :**

$$L_{max}/L_{min} = 3.30/1.65 = 2 > 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0.05$$

● **sens transversal : (5travée) :**

$$L_{max}/L_{min} = 4.2/2.5 = 1.68 > 1.5 \text{ critère observé } p_q = 0.05$$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins **(4) files de portiques** ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

c) Régularité en plan :

L'excentricité ne dépasse pas les **5 %** de la dimension de la Tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
3/ 1	E/S	360868.31	0.245	0.657	1.538	0.965
3/ 2	RDC	308186.58	0.311	0.657	1.538	0.965
3/ 3	Service	318496.30	0.357	0.729	1.538	1.140
3/ 4	Etage 1	273936.41	0.251	0.729	1.538	1.140
3/ 5	Etage 2	273936.41	0.251	0.729	1.538	1.140
3/ 6	Etage 3	273936.41	0.251	0.729	1.538	1.140
3/ 7	Etage 4	261239.49	0.242	0.729	1.538	1.140
3/ 8	Etage 5	261239.49	0.242	0.729	1.538	1.140
3/ 9	Etage 6	264344.33	0.167	0.729	1.538	1.140
3/ 10	Etage 7	12974.21	0.000	0.139	0.248	0.210

● **Tableau V-1: Caractéristiques massiques et géométriques de la Tour**

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représentée dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépassé pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc **condition vérifiée**.

- La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 30,75 / 19,30 = 1,59 < 4$$

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes de la Tour dans une direction donnée n'excède pas **25 %** :

$$(L_1 + L_2) / L = (4,2 + 4,2) / 30,75 = 27,31\% > 25\%$$

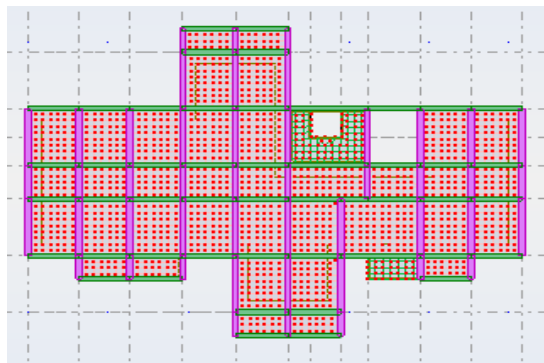


Figure V-1 : les parties rentrantes ou saillantes

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à **15%** de celle de se dernier.

Donc le critère est observé **Pq = 0,05**

d) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

- La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la Tour.

- la variation des dimensions en plan de la Tour entre deux niveaux successifs ne dépasse **20%**

- la plus grande dimension latérale de la Tour n'excède pas **1,5 fois** sa plus petite dimension. $30,75 / 30,75 = 1 < 1,5$

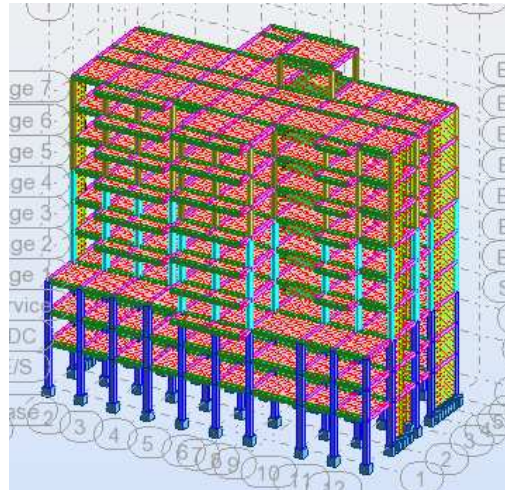


Figure V-2 : Limite des décrochements en élévation

Remarque : notre structure a une régularité en élévation mais elle n'est pas régulière en plan

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre Tour ne sont pas contrôlés donc : **$P_q = 0,05$**

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **$P_q = 0,10$**

Tableau V-2 : Pénalité en fonction de critère de qualité

critère q	Pq	
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
redondance en plan	0,00	0,00
régularité en plan	0,05	0,05
régularité en élévation	0,00	0,00
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
la somme	0,25	0,25

$$Q = 1 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10 = 1,25$$

V-3-6-Nombre de mode à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

V-3-7-Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

A)-Les dispositions des voiles :

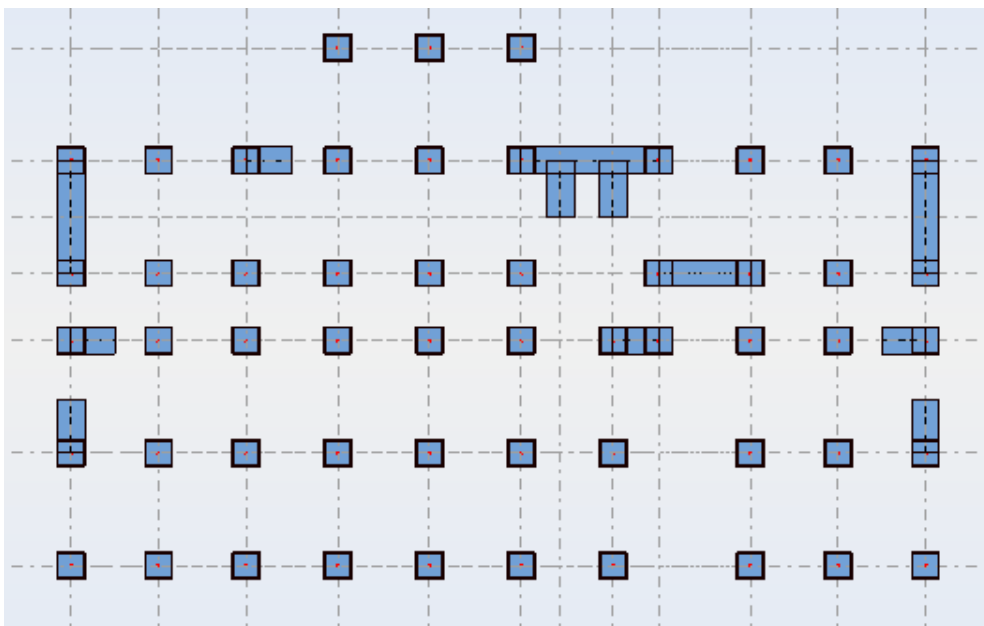


Figure V-3: la disposition des voiles et poteaux

$$T = 0,53 \text{ sec}$$

Période fondamentale de la structure = 0.48 sec

Selon le (**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b)**) : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

- $T = 0.48 \times 1,3 = 0.62 \text{ sec}$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1.87	0.53	0.00	68.17	0.0	0.00	68.17
3/ 2	2.01	0.50	64.67	68.17	0.0	64.67	0.00
3/ 3	2.54	0.39	69.89	68.19	0.0	5.22	0.02
3/ 4	6.66	0.15	71.27	83.83	0.0	1.38	15.64
3/ 5	6.86	0.15	85.78	85.44	0.0	14.50	1.61
3/ 6	9.20	0.11	86.19	85.72	0.0	0.41	0.28
3/ 7	9.53	0.10	86.19	86.51	0.0	0.00	0.78
3/ 8	10.21	0.10	87.75	86.56	0.0	1.56	0.05
3/ 9	12.58	0.08	88.64	90.58	0.0	0.89	4.02
3/ 10	13.19	0.08	88.75	90.89	0.0	0.11	0.31
3/ 11	13.49	0.07	92.39	91.91	0.0	3.64	1.02
3/ 12	17.38	0.06	92.60	93.48	0.0	0.21	1.57

Tableau V-3 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010)

B)-Poids total de la structure :

Selon le (RPA 99 / version 2003 ,Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le (tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003).

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec : } w_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

Pour notre type de **Tour (bâtiment d'habitation bureaux ou assimilés)** : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**. Avec la combinaison G+Q

$$W = 24867.563 \text{ KN}$$

C)-Nombre des modes considérées :

Selon (l'RPA 99 / version 2003 Art 4.3.4) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée.

Dans notre structure :

La masse totale de la structure est : **24867.563 KN**

$90\%(24867.563) = 22380.80 \text{ KN} < \text{la masse modale} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:

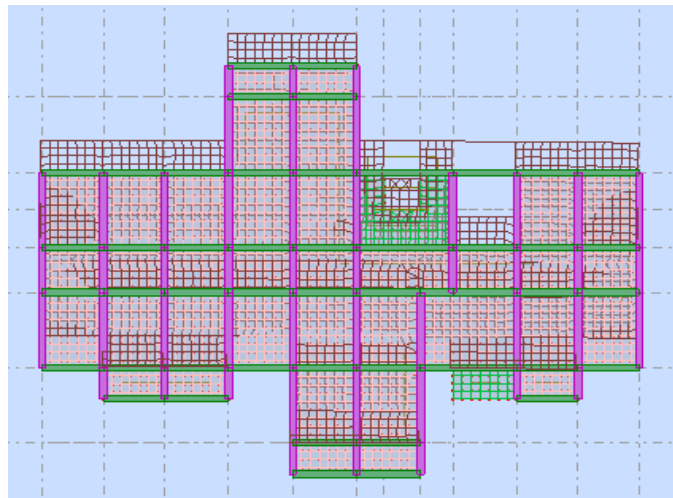


Figure V-4 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de **Robot 2010**)

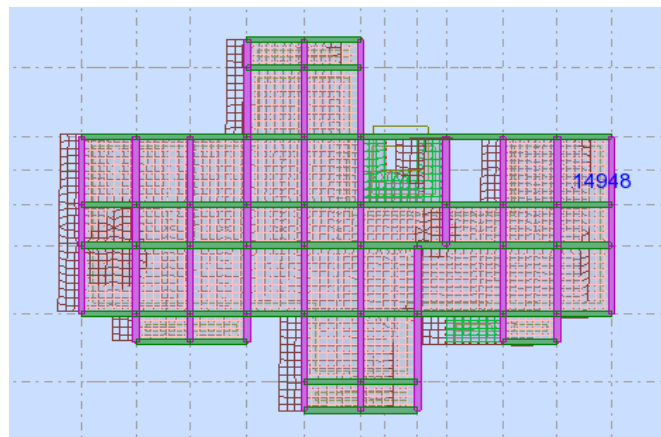


Figure V-5: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**)

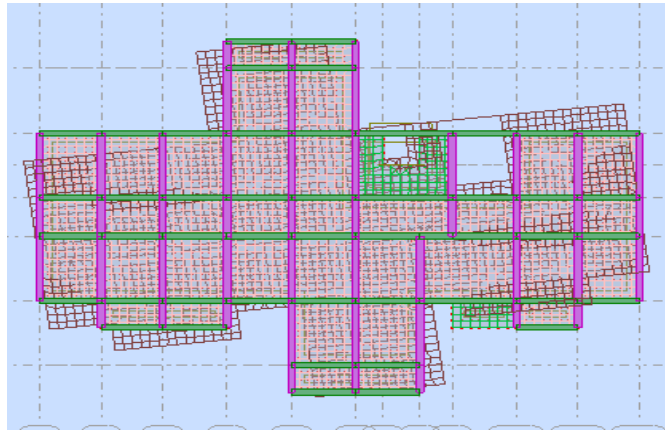


Figure V-6 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**)

D)-Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- A = 0.15
- R = 5 (structure mixte avec interaction)
- W = 24867.563 KN (poids total de la structure)
- Q = 1.25 (facteur de qualité)
- D = 1.66 (facteur d'amplification dynamique).

$$V = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.25}{5} 24867.563 = 1548.01 \text{ KN}$$

E)-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

	(KN)	(KN)
Ex	1610.909	603.019
Ey	293.816	1588.146

Tableau V-4 : Les réactions à la base

$$V_{x\text{dynamique}} = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 1720.07 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dynamique}} = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 1615.09 \text{ KN}$$

	V _{dynamique} (KN)	V _{statique} (KN)	0.8 × V _{statique} < V _{dynamique}
Ex	1720.07	1548.01	Condition vérifiée
Ey	1615.09	1548.01	Condition vérifiée

Tableau V-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

F) Les déplacements relatifs :

D'après le (**RPA 99 version 2003(Art 5-10)**), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

- Suivant EX :

Etages	UX (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (cm)	condition
Etage 7	4.4	0.4	3.06	3.06	vérifiée
Etage 6	4.0	0.4	2.88	2.88	vérifiée
Etage 5	3.6	0.5	2.88	2.88	vérifiée
Etage 4	3.1	0.5	2.88	2.88	vérifiée
Etage 3	2.6	0.5	2.88	2.88	vérifiée
Etage 2	2.1	0.6	2.88	2.88	vérifiée
Etage 1	1.5	0.5	2.88	2.88	vérifiée
Service	1.0	0.5	2.88	2.88	vérifiée
RDC	0.5	0.3	2.88	2.88	vérifiée
E /S	0.2	0.2	4.08	4.08	vérifiée

Tableau V.6 : déplacements relatifs selon x

- Suivant EY :

Etages	UY (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage : h_e (m)	1% h_e (cm)	condition
Etage 7	4.7	0.4	3.06	3.06	vérifiée
Etage 6	4.3	0.4	2.88	2.88	vérifiée
Etage 5	3.9	0.6	2.88	2.88	vérifiée
Etage 4	3.3	0.5	2.88	2.88	vérifiée
Etage 3	2.8	0.6	2.88	2.88	vérifiée
Etage 2	2.2	0.6	2.88	2.88	vérifiée
Etage 1	1.6	0.5	2.88	2.88	vérifiée
Service	1.1	0.5	2.88	2.88	vérifiée
RDC	0.6	0.3	2.88	2.88	vérifiée
E /S	0.3	0.3	4.08	4.08	vérifiée

Tableau V.7 : déplacements relatifs selon y

G)- Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

- Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligés.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1/(1-\theta_k)$

Si $\theta_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage «k»

V_k : effort tranchant d'étage «k»

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

H_k : hauteur d'étage «k».

			Sens xx			Sens yy		
Etages	P _k	H _k (cm)	Δ _K (x) (cm)	V _k (x)	θ _x	Δ _K (y)	V _k (y)	θ _y
Etage 7	160.58	306	0.4	25.113	0.008	0.4	29.236	0.007
Etage 6	3008.96	288	0.4	352.091	0.011	0.4	362.995	0.011
Etage 5	5573.59	288	0.5	636.211	0.015	0.6	644.104	0.018
Etage 4	8138.24	288	0.5	861.133	0.016	0.5	863.007	0.016
Etage 3	10702.87	288	0.5	1052.314	0.017	0.6	1048.195	0.021
Etage 2	13267.51	288	0.6	1215.742	0.022	0.6	1206.350	0.023
Etage 1	15832.15	288	0.5	1345.710	0.020	0.5	1333.187	0.020
Service	18973.73	288	0.5	1460.056	0.022	0.5	1441.855	0.022
RDC	21920.64	288	0.3	1547.748	0.014	0.3	1525.117	0.014
E /S	24867.63	408	0.2	1599.182	0.007	0.3	1575.588	0.011

Tableau V.8: Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

H)- vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Poteau 45x45 : $N_d = 1429.189 \text{ KN}$

$$V = \frac{1429.189 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.28 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Poteau 40x40 : $N_d = 917.228 \text{ KN}$

$$V = \frac{917.228 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.22 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Poteau 35x35 : $N_d = 449.094 \text{ KN}$

$$V = \frac{449.094 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.14 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

I)- Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT

Résultats → étages → Efforts réduits EX

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	1599.182	599.089	1000.094
4/ 2	1547.748	647.298	900.450
4/ 3	1460.056	772.332	687.724
4/ 4	1345.710	661.262	684.447
4/ 5	1215.742	674.133	541.609
4/ 6	1052.314	672.264	380.051
4/ 7	861.133	504.001	357.132
4/ 8	636.211	471.387	164.825
4/ 9	352.091	435.212	-83.121
4/ 10	25.113	25.113	-0.000

Figure V.7:tableaux des efforts qui revient a chaque élément

Résultats → étages → Efforts réduits EY

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	1575.588	485.446	1090.142
5/ 2	1525.117	507.348	1017.769
5/ 3	1441.855	632.244	809.611
5/ 4	1333.187	560.670	772.518
5/ 5	1206.350	545.758	660.592
5/ 6	1048.195	553.266	494.929
5/ 7	863.007	429.658	433.349
5/ 8	644.104	421.144	222.960
5/ 9	362.995	418.592	-55.597
5/ 10	29.236	29.236	-0.000

Figure V.8:tableaux des efforts qui revient a chaque élément

• Récapitulatif des résultats :

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
<u>Unité</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>sens EX</u>	10095.3	100	3702.754	45.9	5462.091	54.10
<u>sens EY</u>	10029.634	100	4680.64	54.31	4583.326	45.69

Tableau V.9 : Récapitulatif du résultat.

Selon les résultats présentés ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après (**l'article 3.4 du RPA 99**) qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portiques/voiles avec interaction.

Dont le coefficient de comportement tel que trouvé dans le chapitre IV, **R = 5 (structure mixte)**.

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par Robot Structural, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- $1.35G + 1.5Q$: à l'ELU.
- $G + Q$: à l'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8 G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone II_a.

VI- Recommandations du RPA99 :**VI-1-Armatures longitudinales :**

- a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
 - Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 35 = 6.12 \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 35 = 6.12 \text{ cm}^2$.
- b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- c) Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- d) Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- e) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.
- f) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VI-2- Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : $\Phi_{\min}$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-3- Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : Section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section.

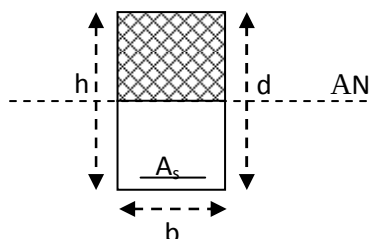
On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

- ✚ Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$



✚ Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c. à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :
$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

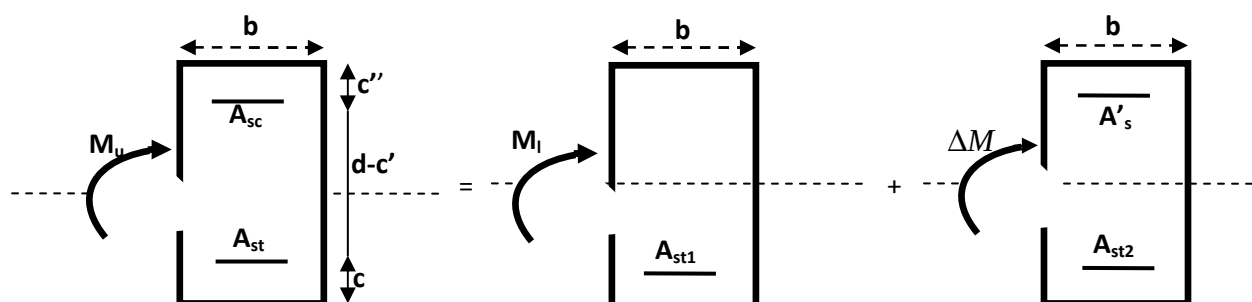
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

▪ Armatures comprimées :
$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art BAEL B66).

VI-4 - Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

VI-4-1- Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \cdot A_{adopté}}$

($A_{adopté}$: armatures adoptées à l'ELU)

On calcul: $\rho_1 = \frac{100 A_{adopté}}{b_0 d}$.

Abaque *Abaque*
 $\rho_1 \text{ -----} \rightarrow \beta_1 \text{ -----} \rightarrow k_1$

VI-4-2- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

VI-5 - Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications effectuées sont les suivantes :

VI-5- 1- Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_{min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

VI-5- 2- Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} , \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec : τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

VI-5 -3 - Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}.$$

VI-5-4-Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :

a) Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

b) Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

VI-5- 5 - Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}.$ Avec : **L** : portée de la travée entre nu d'appuis.

2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}.$ **M_t** : moment fléchissant maximal en travée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}.$ **M₀** : moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU ; **M_{ca}** : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

VI-6- Ferrailage des poutres principales

	nature	M(KNm)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
P.P	travée	49.559	0.094	S.S.A	4.61	6.03	3HA16
	appuis	77.607	0.148	S.S.A	7.47	8.01	3HA14+3HA12

VI-6-1. Ferrailage des poutres secondaires

	nature	M(KN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
P.S	travée	52.315	0.098	S.S.A	4.88	6.03	3HA16
	appuis	47.709	0.092	S.S.A	4.43	4.62	3HA14

➤ - **Vérification du BAEL 91 :****VI-7- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s_{adopt}} \geq A_{min} .$$

➤ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 32.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.37 cm^2 ..$$

$$D'où A_s = 6.03 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .} \quad (\text{En travée})$$

$$A_s = 8.01 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .} \quad (\text{Sur appuis})$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 32.5 \times \frac{2,1}{400} = 1.37 cm^2 ..$$

$$D'où A_s = 6.03 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .} \quad (\text{En travée})$$

$$A_s = 4.62 cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée .} \quad (\text{Sur appuis})$$

VI-7-1 Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :
$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

➤ Sens principale :

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{100,489 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 15,072} = 2,28 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 2,28 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Sens secondaire :

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{54,262 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 11,172} = 1,23 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,23 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

VI-7-2- Vérification de la contrainte tangentielle :

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

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$

➤ Sens principale :

$$V_u = T_{\text{Max}} = 100,489 \text{ KN.}$$

D'où :
$$\tau_u = \frac{100,489 \times 10}{35 \times 32,5} = 0,88 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} = 54.262 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{54.262 \times 10}{35 \times 32.5} = 0.47 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-7-3- Influence de l'effort tranchant aux appuis :

 **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

➤ Sens principale :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 32.5 \times 35 \times 25 \times 10^{-1} = 1023.75 \text{ KN.}$$

$$V_u = 100.489 \leq 1023.75 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 32.5 \times 35 \times 2.5 \times 10^{-1} = 1023.75 \text{ KN.}$$

$$V_u = 54.262 \leq 1023.75 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

 **Influence sur les armatures :**

$$A_{\text{adopt}} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u : était pris avec son signe.

Si : $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

.

➤ Sens principale :

$$A_{\text{adopt}} = 8.01 \geq \frac{1,15}{400} \left(100.489 + \frac{-7760.7}{0,9 \times 32.5} \right).$$

$$A_{\text{adopt}} = 8.01 \text{ cm}^2 \geq -0.47 \text{ cm}^2$$

➤ Sens secondaire :

$$A_{adopt} = 4.62 \geq \frac{1,15}{400} \left(54.262 + \frac{-4770.5}{0,9 \times 32.5} \right).$$

$$A_{adopt} = 4.62 \text{ cm}^2 \geq -0.31 \text{ cm}^2$$

VI-7-4- Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56.43 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** l_s » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 23 \text{ cm}$.

VI-8 Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

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

VI-8-1 État limite d'ouvertures des fissures Art B.6.3 BAEL 91

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VI-8-2 État limite de résistance du béton en compression Art A.4.5.2 BAEL 91

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 \times f_{c28}$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul

$$\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Poutres principales

	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
Travée	23.926	6.03	0.53	0.891	30.87	137.02	4.44	c.v
appuis	55.615	8.01	0.704	0.878	25.98	243.32	9.36	c.v

Poutre secondaires

	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
Travée	29.285	6.03	0.53	0.891	30.87	167.71	5.43	C.V
appuis	24.397	4.62	0.408	0.902	36.02	180.13	5.01	C.V

VI-8-3 Vérification de la flèche Art B.6.5.2 BAEL 91

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction on prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

➤ **Poutre principale**

dans notre cas la flèche est donnée par **Robot** $f = 0.1$

$$f = 0.1 < \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutre secondaire**

dans notre cas la flèche est donnée par **Robot** $f = 0.1$

$$f = 0.1 < \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : la flèche vérifie

VI-9 Espacement d'armatures :

➤ **Sens principale :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6, 30\right) = 10\text{cm.}$$

Soit à prendre : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 20\text{cm.}$$

Soit à prendre : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Sens secondaire :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6, 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre : $S_t = 10\text{ cm}.$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit à prendre : $S_t = 15\text{ cm}$

VI-9-1 - Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\text{lim}}, \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Sens principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1, 1.6, 3.5)$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(1, 1.6, 3.5)$$

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit en cadre et une épingle $\Phi_8 = 1,51\text{ cm}^2$.

VI-9-2 - Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

➤ **Sens principales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05\text{cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI-9-3- Disposition constructive :

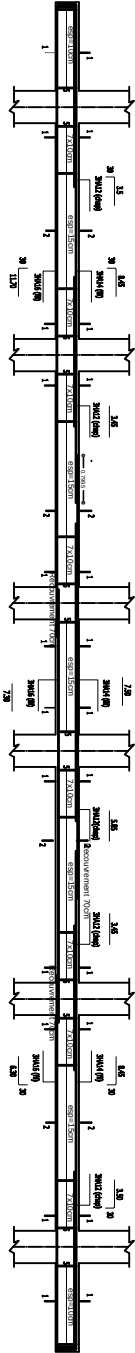
Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- ✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

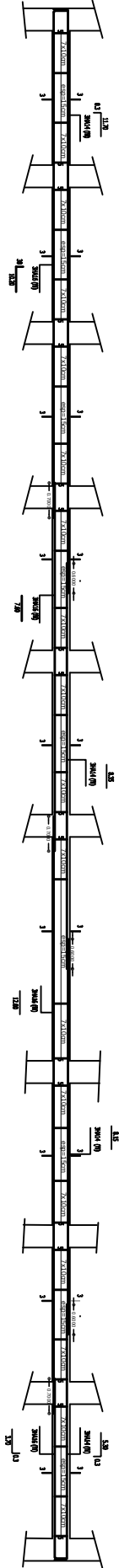
-Ferrailleage des poutres Principales zone I, II et III :

-AXE 5:



-Ferrailleage des poutres secondaires zone I, II et III :

-AXE C:



COUPE I-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI TIZ-OUZOU
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

PROJET:

Etude d'un bâtiment
(E/S+R+8) à usage
multiple

Plan de ferrailage des
poutres principales et
poutres secondaires
Zone I, II et III

2017/2018
Etabli par:
M. Youssef Lys

Dirigé par:
Mr: Merab

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VI-10 - Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**VI-10 -1- Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II_a)

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II_a)

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II_a)

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en zone II_a
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone II_a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

VI-10 -2- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec : **a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min\{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

VI-10-3 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

→ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

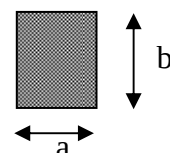
A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

✓ **Calcul d'élancement : (élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

VI-11 Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

VI-11 -1 Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

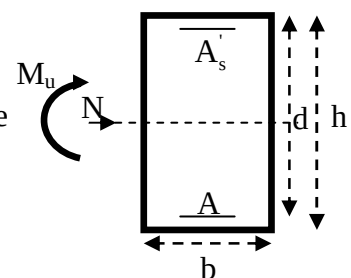
VI-11-2- Section partiellement comprimée (SPC) :

a) Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

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



Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

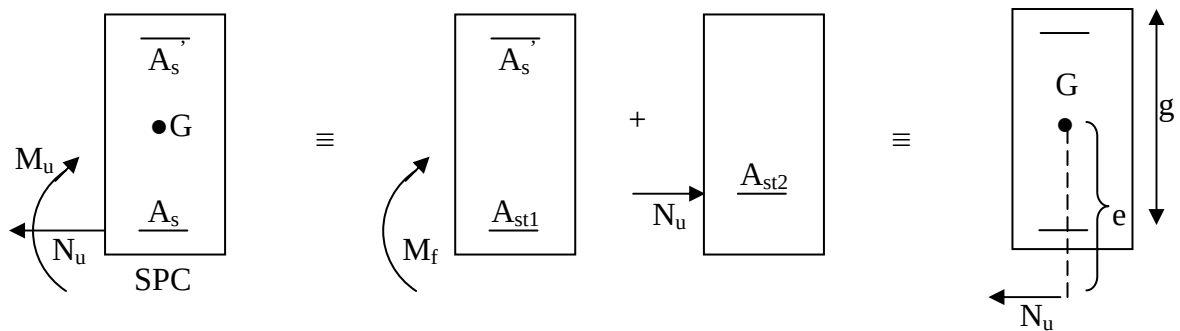
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}.$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

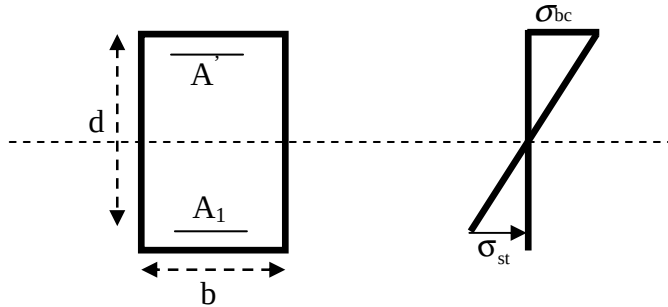
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

VI-12- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

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

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

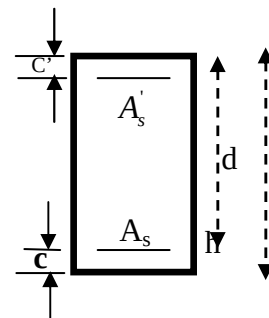
➤ **1^{er} cas :**

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$



$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

➤ 2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

VI-13- Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

VI-13 -1- Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

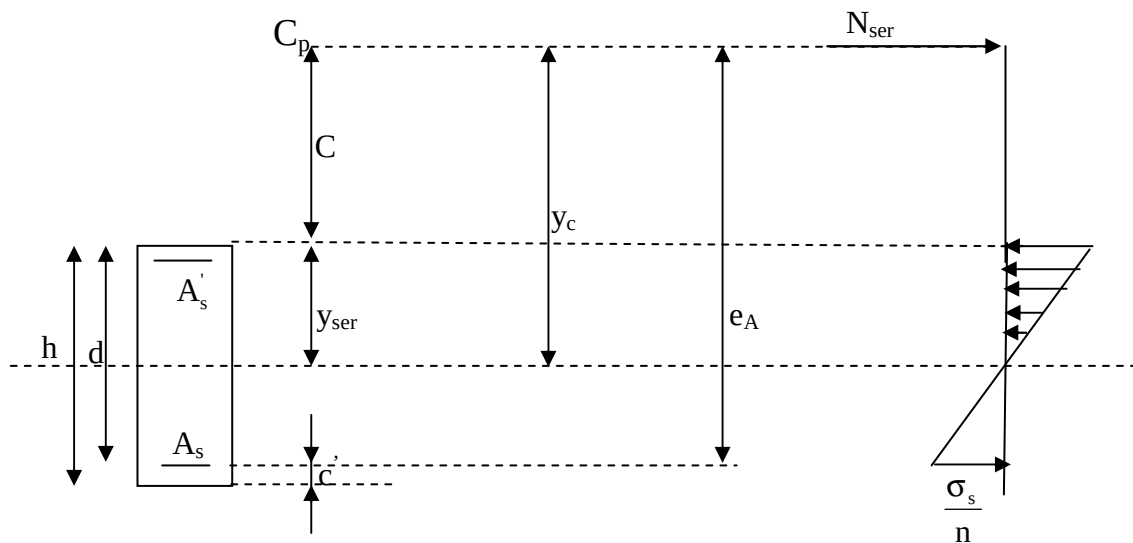
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

Avec : e_A à le signe de N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose : $y_{ser} = y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}.$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right).$

2) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$

3) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left(\sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

VI-13 – 2 - Calcul des contraintes :

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

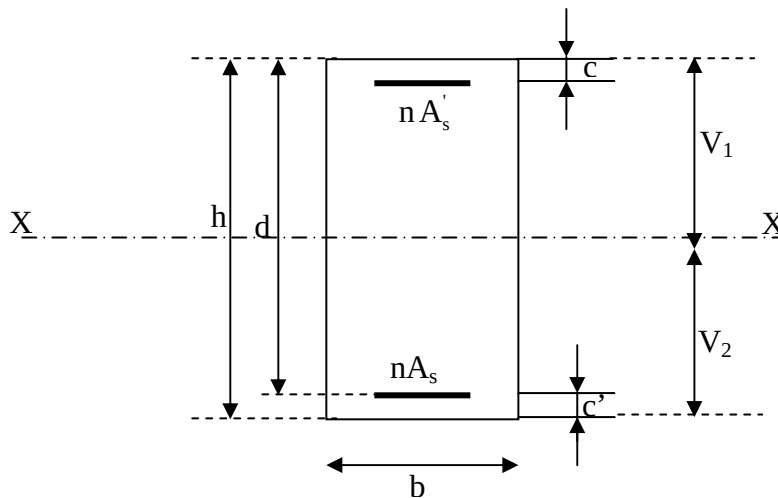
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\epsilon_{bc} = E_b \epsilon_s, \quad \epsilon_{st} = E_s \epsilon_s$$

D'après le BAEL, elles permettent d'appliquer du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

VI-13 -3 - Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c.a. d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des

contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_2 - C')^2 - A_s' (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

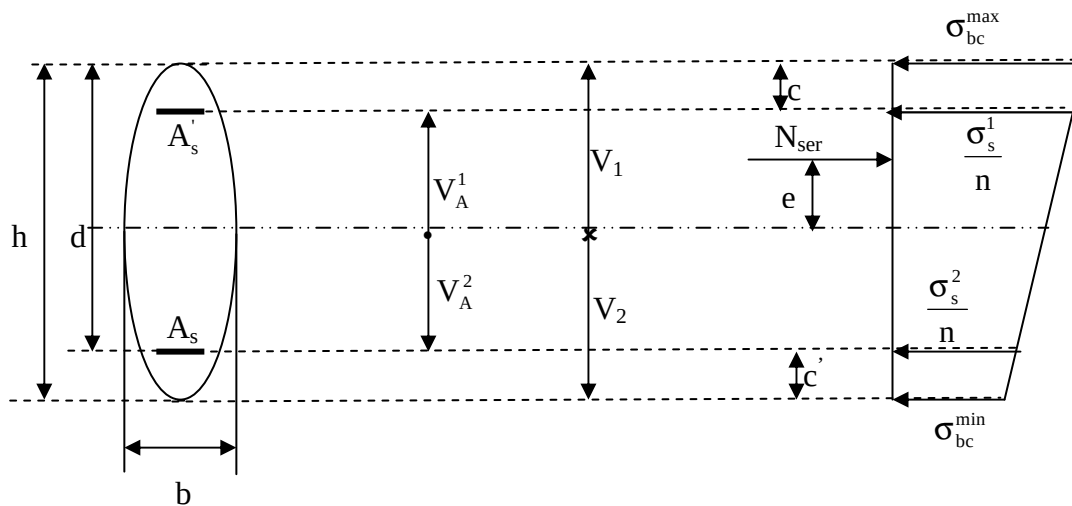
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



VII-14-Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

niv	Secion(cm ²)	Effort normal KN	Moment (kN,m)	(h/2-c)	Observation	AS Inf (cm ²)	AS Sup (cm ²)
Zone I	45*45	N _{max} =1429.19	M _{cor} =1.478	0.195	SEC	0	0
		N _{min} =-723.710	M _{cor} =-36.637	0.195	SET	7.7	13.1
		N _{cor} =101.637	M _{max} = -61.43	0.195	SPC	0	2.86
Zone II	40*40	N _{max} =917.228	M _{cor} =31.799	0.170	SEC	0	0
		N _{min} =-214.536	M _{cor} =11.372	0.170	SET	4.05	2.12
		N _{cor} =240.288	M _{max} =-50.761	0.170	SPC	0	0.7
Zone III	35*35	N _{max} =449.094	M _{cor} =-26.968	0.145	SEC	0	0
		N _{min} =-53.289	M _{cor} =-20.118	0.145	SPC	2.66	0
		N _{cor} =63.296	M _{max} =-38.555	0.145	SPC	0	2.7

Tableau VI.1.: Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

Zone I : entre sol, RDC .Service

Zone II : (1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème})étage.

Zone III : (4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème})étage.

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s(min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone IIa.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
entre sol, RDC .Service	Zone I (45 × 45)	16.2	20.60	4HA20+4HA16
(1 ^{ème} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}) étage	Zone II (40 × 40)	12.8	14.19	4HA16+4HA14
(4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème})étage.	Zone III (35 × 35)	9.8	10.67	4HA14+4HA12

Tableau VI.2 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

Conclusion :

On a opté pour le ferrailage suivant :

✓ **Poteaux (45 x 45) : 4 HA20 + 4 HA 16**

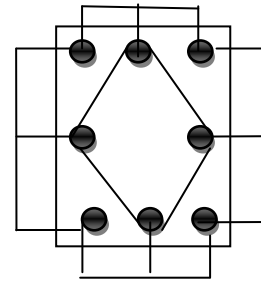
La section totale de :

$$4HA20 + 4 HA 16 = 20.60 \text{ cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s \min} = 16.20 \text{ cm}^2$)

$$As_2 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$



$$As_3 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As_3 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

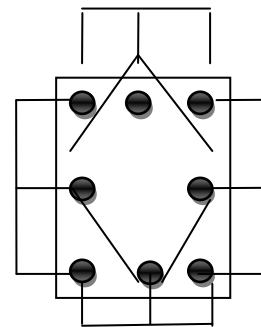
✓ **Poteaux (40 x 40) : 4HA 16+4HA14**

La section totale de $4HA16 + 4HA14 = 14.19 \text{ cm}^2$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s \min} = 12.80 \text{ cm}^2$)

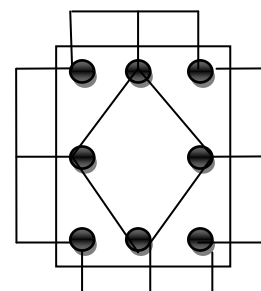
$$As_2 = 2HA16 + 1HA14 = 5.56$$



$$As_2 = 2HA16 + 1HA14 = 5.56$$

$$As_2 = 2HA16 + 1HA14 = 5.56$$

$$As_2 = 2HA14 + 1HA12 = 4.21$$



$$As_2 = 2HA14 + 1HA12 = 4.21$$

$$As_2 = 2HA14 + 1HA12 = 4.21$$

VI-15-Vérification à l'ELS :**➤ Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$$\overline{\sigma}_{st} : 348 \text{ MPa (contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\overline{\sigma}_b : 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton)}$$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions .

Les contraintes obtenues sont :

$$\sigma_{bs} : \text{Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.}$$

$$\sigma_{ss} : \text{Contrainte max dans les aciers supérieure}$$

$$\sigma_{bi} : \text{Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.}$$

$$\sigma_{si} : \text{Contrainte max dans les aciers inférieurs.}$$

Remarque :

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivants :

Sections	Sollicitations	N _s (kN)	M _s (kN.m)	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V
45 × 45	N _{max} - M _{cor}	1026.83	1.003	0.0009	SEC	4,57	4,57	15	✓	68,4	67,1	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	32.207	-20.26	0.62	SPC	0	6.67	15	✓	-46,4	19,7	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	74.127	-44.59	0.60	SPC	0	3,64	15	✓	-100,5	43,6	348	✓
40 × 40	N _{max} - M _{cor}	659.224	11.228	0.017	SEC	4,59	2,87	15	✓	66,9	45	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	21.232	6.812	0.32	SPC	0,88	0	15	✓	10,6	-19,7	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	146.434	24.967	0.17	SPC	3,22	0	15	✓	41,7	-32,9	348	✓
35 × 35	N _{max} - M _{cor}	323.749	-11.76	0.036	SEC	1,04	3,75	15	✓	19,1	52,8	348	✓
	N _{min} - M _{cor}	-6.002	18.984	3.1	SPC	3,5	0	15	✓	32,5	-161	348	✓
	M _{3max} - N _{cor}	65.966	30.515	0.46	SPC	6	0	15	✓	64,9	-177	348	✓

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VII-16- Recommandations et exigences du RPA99 :**VII-16-1- Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

VII-16-2- Diamètre des aciers :

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm.}$$

- o Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$
- o Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 8$
($A_t = 2,51 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA}8$)

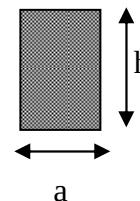
VII-16-3- espacement des diamètres: (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 1,2.40\text{cm}, 35 + 10\text{cm}).$$

$$S_t \leq 18\text{cm}.$$

Avec : **a** : Le plus petit des côtés pour les poteaux.

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



VII-16-4- Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2, 15\text{cm}) = 12\text{cm}.$$

$$S_t = 10 \text{ cm}.$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18\text{cm}.$$

L'écartement (**S_t**) des armatures transversales sera égal à :

$$\rightarrow \text{En zone nodale } S_t = 10\text{cm}.$$

$$\rightarrow \text{En zone courante } S_t = 15\text{cm}.$$

VII-16-5- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

(RPA99/Art7.4.22)

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : **l_f** : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l₀ : Hauteur libre du poteau.

NIV	La zone	a	H	h _p	h ₀	l _f	λ _g	%	St	$\frac{A_t}{(\text{cm}^2)}$	$\frac{A_{t \text{ min}}}{(\text{cm}^2)}$	OBS
E/S	<u>Zone nodale</u>	0,45	4.08	0,35	3.73	2,64	5.87	0.003	10	2.51	1.35	CV
	<u>Zone courante</u>	0,45	4.08	0,35	3.73	2,64	5.87	0.003	15	2.51	2.03	CV
Service-RDC	<u>Zone nodale</u>	0,45	2.88	0,35	2.53	1.79	3.98	0.0055	10	2.51	2.47	CV
	<u>Zone courante</u>	0,45	2.88	0,35	2.53	1.79	3.98	0.0055	15	2.51	2.49	CV
ETG1et 2et3	<u>Zone nodale</u>	0,40	2.88	0,35	2.53	1.79	4.47	0.0040	10	2.51	1.60	CV
	<u>Zone courante</u>	0,40	2.88	0,35	2.53	1.79	4.47	0.0040	15	2.51	2.4	CV
ETG4-5et6et7	<u>Zone nodale</u>	0,35	2.88	0,35	2.53	1.79	5.11	0.003	10	2.51	1.05	CV
	<u>Zone courante</u>	0,35	2.88	0,35	2.53	1.79	5.11	0.003	15	2.51	1.57	CV

VII-16-6- Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{MPa}$$

Avec : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

$$\text{Et} \quad \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

VII-17- Armatures transversales et vérification au cisaillement :

(RPA99/Art7.4.22)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_e f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_e : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant ; il est pris égale à 0.075 si l'élancement géométrique λ_g dans la section considérée est supérieur ou égale à 5 et à **0.04** dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

niv	V _u	b	d	H	H _{poutre}	h ₀	l _f	λ_g	ρ_b	τ_b	$\tau_{b\text{ adm}}$	Cond
E/S	72.842	0.45	0.42	4.08	0.35	3.73	2.64	5.87	0.075	0.39	1.88	CV
Service-RDC	36.430	0.45	0.42	2.88	0.35	2.53	1.79	3.98	0.04	0.19	1	CV
ETG1et2et3	37.996	0.40	0.37	2.88	0.35	2.53	1.79	4.47	0.04	0.25	1	CV
ETG4et5et6et7	56.248	0.35	0.32	2.88	0.35	2.53	1.79	5.11	0.075	0.50	1.88	CV

VII-18- Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)

$$L_R = 40 \Phi \quad (\text{FeE400}, \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

VII-19- Longueur de scellement pour les deux blocs BAEL91 : Art A.6.1, 23

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

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

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : E/S, RDC et l'étage de Service
- Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage
- Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} et 7^{ème} étage

VII-20 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

VII-21 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

VI-22- Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur **(d)**.

VII-23 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \quad (\text{Art 7.7.4.RPA 99})$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

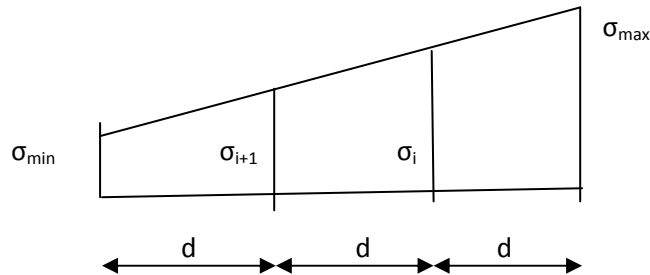
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

VII-23-1- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

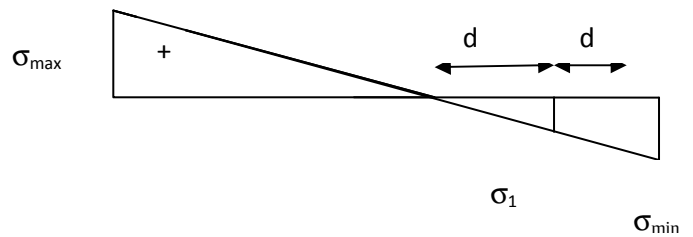
e : épaisseur du voile.



VII-23-2- Section partiellement comprimée :

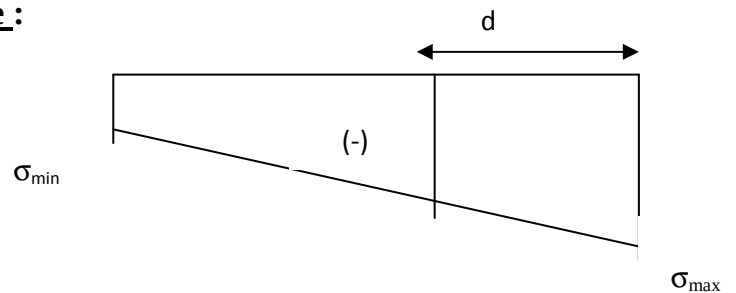
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



VII-23-3- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VII-24 Détermination des armatures :

VII-24-1 Pour une section entièrement comprimée :

VII-24-1-1- Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

VII-24-1-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

Avec : B : Section du béton comprimé.

VII-25 Pour une Section entièrement tendue :

VII-25-1 Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ (contrainte de l'acier).

VII-25-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{M}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

VII-26- Section partiellement comprimée :

VII-26-1- Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ (contrainte de l'acier).

VII-26-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VII-26-3- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\emptyset$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VII-26-4- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VII-27- Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

VII-28- Ferrailage minimal :

D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$

Avec : **B** : section du béton.

VII-28-1- Disposition constructives :**VII-28-1-1- Espacement constructive :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1.5 \times e$
 - $S_t \leq 30cm$
- } (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Avec : **e** : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ **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.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VII-29 - Vérification :**VII-29 -1- Vérification à L'ELS :****VII-29-1-1- La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

VII-29-1-2- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII-30 - Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile Vt1 de la zone une :

$$L = 4.20 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.795 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = 4369 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3061 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 2.34 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = 2.34 \Rightarrow L_t = L - L_c = 1.64 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d = 1.56 \text{ m}$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L} = 1530.500 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 375.96 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 125.32 \text{ KN}$$

A) Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 9.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 3.13 \text{ cm}^2$$

B) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.005 B, \frac{0.23B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

tellque $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (15.6 \text{ cm}^2, 3.77 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 15.6 \text{ cm}^2$$

Soit : $6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2/\text{nappe/bande}$, avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

C) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 3.9 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA révisé 2003 :

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 11.93 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA10 = 3.93 cm² /ml

D) - Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

VII-31 Vérification des contraintes de cisaillement :

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.449 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.449 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = 0.629 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.629 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII-32- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = 0,67 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,67 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII-33 - Ferrailage des voiles :

VII-34- les voiles transversaux:

1-VOILES Vt1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.08	2.88	2.88
	L' [m]		3.98	4.00	4.03
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m²]		0.795	0.800	0.805
	H [m]		4.08	2.88	2.88
	he [m]		3.73	2.53	2.53
Solicitation de calcul	T [KN]		321.615	227.619	103.845
	N _{ser} [KN]		552.79	399.41	223.36
	Vu [KN]		450.261	318.667	145.383
	σ _{max} [KN/m²]		4369	930	284
	σ _{min} [KN/m²]		-3061	-1725	-622
	σ _s (kN/m²)		400	400	400
	L _c [m]		2.34	1.40	1.26
	L _t [m]		1.64	2.60	2.76
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		1.56	0.93	0.84
	d1 = d _{adopté} [m]		0.82	0.93	0.84
	d2 = L _t -d _{adopté} [m]		0.82	1.66	1.92
	σ1 [KN/m²]		1530.500	620.000	189.333
	N1 [KN]		375.96	219.04	68.24
	N2 [KN]		125.32	103.22	36.39
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	9.40	5.48	1.71
		Bande 2	3.13	2.58	0.91
	A _{vi} (cm²)		12.38	8.76	4.00
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	12.49	7.67	2.71
Bande 2		6.23	4.77	1.91	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		15.6	9.3	8.4
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	12 HA 14 18.46	12 HA 12 13.56	12 HA 10 9.42
		Bande 2	11 HA 12 12.43	11 HA 10 8.64	11 HA 10 8.64
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
	choix de la section /ml		5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93
	Espacement st(cm)		20	20	20
	Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²	
Véfication	τ _b = 5 MPA	τ _b	0.629	0.443	0.201
	τ _u = 3.26 MPA	τ _u	0.449	0.316	0.143
	τ _{bc} = 15 MPA	σ _{bc}	0.67	0.49	0.27

2-VOILES Vt2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.08	2.88	2.88
	L' [m]		1.78	1.80	1.83
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.355	0.360	0.365
	H [m]		4.08	2.88	2.88
	he [m]		3.73	2.53	2.53
Solicitation de calcul	T [KN]		68.925	56.428	52.471
	N _{ser} [KN]		392.00	251.61	137.93
	Vu [KN]		96.495	78.999	73.459
	σ _{max} [KN/m ²]		2249	697	331
	σ _{min} [KN/m ²]		-3634	-1630	-718
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		0.68	0.54	0.58
	Lt [m]		1.10	1.26	1.25
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.45	0.36	0.38
	d1 = d _{adopté} [m]		0.45	0.36	0.38
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.64	0.90	0.87
	σ1 [KN/m ²]		1499.359	464.721	220.640
	N1 [KN]		232.22	75.30	36.03
	N2 [KN]		96.56	41.89	19.10
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	5.81	1.88	0.90
		Bande 2	2.41	1.05	0.48
	A _{vt} (cm ²)		2.65	2.17	2.02
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	6.47	2.43	1.41
		Bande 2	3.08	1.59	0.98
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		4.5	3.6	3.8
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA 12 9.04	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28
		Bande 2	6 HA 10 4.71	6 HA 10 4.71	6 HA 10 4.71
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
	choix de la section/ml		5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification	τ _b = 5 MPA	τ _b	0.302	0.244	0.224
	τ _u = 3.26 MPA	τ _u	0.216	0.174	0.160
	τ _{bc} = 15 MPA	σ _{bc}	0.691	0.67	0.37

3-VOILES Vt3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.08	2.88	2.88
	L' [m]		1.68	1.70	1.73
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m²]		0.335	0.340	0.345
	H [m]		4.08	2.88	2.88
he [m]		3.73	2.53	2.53	
Solicitation de calcul	T [KN]		113.890	85.389	50.226
	N _{ser} [KN]		380.71	286.54	179.82
	Vu [KN]		159.446	119.545	70.316
	σ _{max} [KN/m²]		2806	537	254
	σ _{min} [KN/m²]		-3992	-1442	-837
	σ _s (kN/m²)		400	400	400
	L _c [m]		0.69	0.46	0.40
	L _t [m]		0.98	1.24	1.32
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		0.46	0.31	0.27
	d1 = d _{adopté} [m]		0.46	0.31	0.27
	d2 = L _t -d _{adopté} [m]		0.52	0.93	1.06
	σ1 [KN/m²]		1870.773	357.767	169.044
	N1 [KN]		270.24	55.32	26.90
N2 [KN]		97.77	33.32	17.86	
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	6.76	1.38	0.67
		Bande 2	2.44	0.83	0.45
	A _{vj} (cm²)		4.38	3.29	1.93
	AV+(Av _j /4) (cm2)	Bande 1	7.85	2.20	1.16
Bande 2		3.54	1.65	0.93	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		4.6	3.1	2.7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 10 4.71
		Bande 2	4 HA 12 4.52	4 HA 10 3.14	4 HA 10 3.14
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
	choix de la section/ml		5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véification	τ _b = 5 MPA	τ _b	0.529	0.391	0.226
	τ _u = 3.26 MPA	τ _u	0.378	0.279	0.162
	τ _{bc} = 15 MPA	σ _{bc}	1.09	0.82	0.51

4-VOILES VI1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.08	2.88	2.88
	L' [m]		1.43	1.45	1.48
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.285	0.290	0.295
	H [m]		4.08	2.88	2.88
	he [m]		3.73	2.53	2.53
Solicitation de calcul	T [KN]		58.657	87.984	56.474
	N _{ser} [KN]		511.67	399.48	247.65
	Vu [KN]		82.120	123.178	79.064
	σ _{max} [KN/m ²]		1979	492	324
	σ _{min} [KN/m ²]		-3787	-1923	-1307
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		0.49	0.30	0.29
	Lt [m]		0.94	1.15	1.18
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.33	0.20	0.20
	d1 = d _{adopté} [m]		0.33	0.20	0.20
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.61	0.96	0.99
	σ1 [KN/m ²]		1319.317	327.805	215.796
	N1 [KN]		166.49	44.31	29.72
	N2 [KN]		80.46	31.40	21.30
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	4.16	1.11	0.74
		Bande 2	2.01	0.78	0.53
	A _{vi} (cm ²)		2.26	3.39	2.17
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	4.73	1.95	1.29
		Bande 2	2.58	1.63	1.08
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3.3	2.0	2.0
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	6 HA 12 6.78	6 HA 10 4.71	6 HA 10 4.71
		Bande 2	6 HA 10 4.71	6 HA 10 4.71	6 HA 10 4.71
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
	choix de la section/ml		5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification	$\overline{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	0.320	0.472	0.298
	$\overline{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	0.229	0.337	0.213
	$\overline{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	1.73	1.34	0.82

4-VOILES VI2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.08	2.88	2.88
	L' [m]		3.08	3.10	3.13
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m²]		0.615	0.620	0.625
	H [m]		4.08	2.88	2.88
	he [m]		3.73	2.53	2.53
Solicitation de calcul	T [KN]		195.860	276.446	67.920
	N _{ser} [KN]		811.46	634.59	400.37
	Vu [KN]		274.204	387.024	95.088
	σ _{max} [KN/m²]		2019	195	235
	σ _{min} [KN/m²]		-3876	-1651	-991
	σ _s (kN/m²)		400	400	400
	L _c [m]		1.05	0.33	0.60
	L _t [m]		2.02	2.77	2.53
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0.70	0.22	0.40
	d1 = d _{adopté} [m]		0.70	0.22	0.40
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		1.32	2.55	2.13
	σ1 [KN/m²]		1345.792	130.134	156.771
	N1 [KN]		366.59	38.92	45.86
	N2 [KN]		177.61	33.23	33.34
armatures verticales	AV calculer (cm²)	Bande 1	9.16	0.97	1.15
		Bande 2	4.44	0.83	0.83
	A _{vi} (cm²)		7.54	10.64	2.61
	AV+(Avj/4) (cm²)	Bande 1	11.05	3.63	1.80
		Bande 2	6.33	3.49	1.49
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		7.0	2.2	4.0
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	12 HA 14 18.46	12 HA 12 13.56	12 HA 10 9.42
		Bande 2	8 HA 12 9.04	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
	choix de la section/ml		4 HA 10 3.14	4 HA 10 3.14	4 HA 10 3.14
	Espacement st(cm)		15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véification	τ _b = 5 MPA	T _b	0.495	0.694	0.169
	τ _u = 3.26 MPA	T _u	0.354	0.495	0.121
	τ _{bc} = 15 MPA	σ _{bc}	1.26	0.99	0.63

5 VOILES VI3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage [m]		4.08	2.88	2.88
	L' [m]		4.73	4.75	4.78
	e [m]		0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.945	0.950	0.955
	H [m]		4.08	2.88	2.88
	he [m]		3.73	2.53	2.53
Solicitation de calcul	T [KN]		429.489	875.537	142.400
	N _{ser} [KN]		711.54	524.21	350.89
	Vu [KN]		601.285	1225.752	199.360
	σ _{max} [KN/m ²]		2812	788	274
	σ _{min} [KN/m ²]		-3787	-1531	-728
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		2.01	1.61	1.30
	Lt [m]		2.71	3.14	3.47
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		1.34	1.08	0.87
	d1 = d _{adopté} [m]		1.34	1.08	0.87
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		1.37	2.06	2.60
	σ1 [KN/m ²]		1874.727	525.165	182.555
	N1 [KN]		759.98	221.20	79.23
	N2 [KN]		256.66	108.19	47.47
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	19.00	5.53	1.98
		Bande 2	6.42	2.70	1.19
	A _{vj} (cm ²)		16.54	33.71	5.48
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	23.13	13.96	3.35
		Bande 2	10.55	11.13	2.56
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		13.4	10.8	8.7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	14 HA 16 28.13	14 HA 14 21.54	14 HA 12 15.83
		Bande 2	12 HA 14 18.46	12 HA 12 13.56	12 HA 10 9.42
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
	choix de la section /ml		5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93	5 HA 10 3.93
	Espacement st(cm)		10	10	10
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification	τ _b = 5 MPA	τ _b	0.707	1.434	0.232
	τ _u = 3.26 MPA	τ _u	0.505	1.024	0.166
	τ _{bc} = 15 MPA	σ _{bc}	0.72	0.53	0.36

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

VII- Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

ne étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

VII-1 - Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

A) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

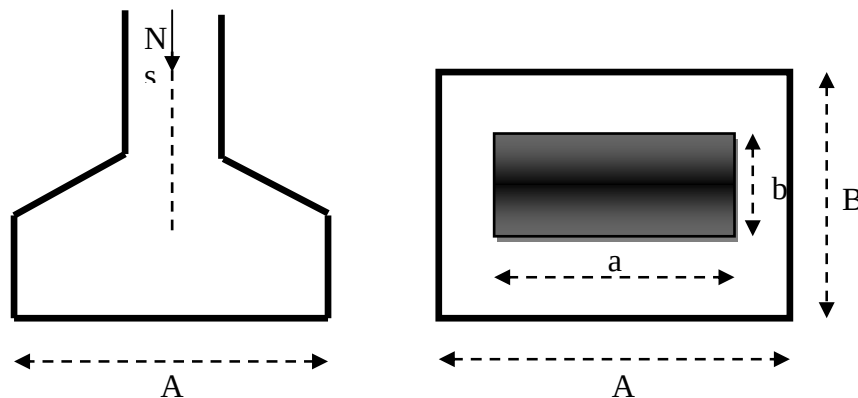
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple : $N_{ser} = 1026.834 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow B^2 = 5.13 \text{ m}^2$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**B) Semelles filantes :****VII-2) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	565.959	4.20	0.67	2.83
V _{T1}	393.169	2.00	0.98	1.97
V _{T1}	380.708	2.10	0.91	1.90
V _{T1}	324.754	2.10	0.77	1.62
V _{T2}	543.227	4.20	0.65	2.72
V _{T2}	380.002	2.00	0.95	1.90
				St = 12.94

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL ₁	329.139	1.65	1	1.65
VL ₁	487.783	1.65	1.48	2.44
VL ₁	323.906	1.65	0.98	1.62
VL ₁	825.535	3.30	1.25	4.13
VL ₁	170.244	1.90	0.45	0.85
VL ₁	711.539	5.85	0.60	3.56
VL ₁	511.672	1.65	1.55	2.56
				St = 16.81

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 16.81 m²**.

VII-3) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**a) Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

c) Application :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
1	537.842	9.9	5324.63	-0.539
2	1026.834	5.7	5852.95	-0.250
3	829.448	1.5	1244.172	0.672
4	302.129	-1.5	-453.19	-2.713
5	285.713	-5.7	-1628.56	0.610
6	486.309	-9.9	-4814.46	-0.360
	3468.275		$\Sigma = 4814.46$	$\Sigma = -2.58$

On obtient

$$R = \sum N_i = 3468.275 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{4814.46}{3468.27} = 1.39 \text{ m}$$

$$e = 1.39 < \frac{19.80}{6} = 3.3 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{3468.27}{19.80} \left(1 + \frac{6 \times 1.39}{19.80}\right) = 248.94 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{3468.27}{19.80} \left(1 - \frac{6 \times 1.39}{19.80}\right) = 101.38 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{3468.27}{19.80} \left(1 + \frac{3 \times 1.39}{19.80}\right) = 212.05 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{248.94}{200} = 1.24 \text{ m on prend } B = 1,24 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1.24 \times 19,80 = 24.552 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_p :

$$S_p = (24.552 \times 11) = 270.07 \text{ m}^2$$

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum B_i \times L_i = 16,81 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 270.07 + 16.81 = 286.9 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{\text{batiment}}}$

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{286.9}{540.8} = 0,53 \Rightarrow 53\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

➡ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-4 - Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

VII-4-1- Pré dimensionnement du radier :**VII-4-1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

VII-4-2) Selon la condition forfaitaire :**a) Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,52 \leq h \leq 0,84$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 80 \text{ cm}$.

b) Sous poteaux :**➤ Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 30 \text{ cm}$

➤ Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 80 \text{ cm}$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

VII-5- Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEI, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de **$h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$**

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = 101.6 \times 0.5 = 50.8 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 540.8 + 50.8 = 591.6 \text{ m}^2$

VII-5-1) Charge permanente :

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

$$\text{Poids du radier : } [(591.6) \times 25 \times 0,30] = 4437 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du la nervure } 0.5 \times 25 \times (0.80 - 0,3) \times (19,80 \times 3 + 15.6 \times 8 + 30.25 \times 5 + 6.6) = 2137.81 \text{ kN}$$

$$\text{Poids du remblai en TVO : } [(591.6 - 342.05) \times 0.2 \times 17] = 848.47 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } [(540.8 \times 25 \times 0,15] = 2028 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = 8602.81 \text{ KN.}$$

VII-5-2) Combinaisons d'actions :

$$G = 23337.232 \text{ KN (Les résultats du ROBOT 2010)}$$

$$Q = 7651.657 \text{ KN}$$

$$\underline{L'ELU}: \quad N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 42982.75 \text{ KN}$$

$$\underline{L'ELS}: \quad N_s = G + Q = 30988.89 \text{ KN}$$

VII-5-3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\underline{L'ELU} : S_{rad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{42982.75}{1,33 \times 200} = 161.59 m^2$$

$$\underline{L'ELS} : S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{30988.89}{120} = 154.94 m^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max (S_{rad} ; S_{rad}) = 161.59 m^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII-6- Vérification :

VII-6-1 -Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$$

$$b = 1m ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,80 = 0,72 m$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{42982.75 \times 1}{591.6} \times \frac{4,20}{2} = 152.6 kN$$

$$\tau_u = \frac{152.6 \times 1000}{1000 \times 0,720} = 0.21 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4MPa \right\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII-6-2 - Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

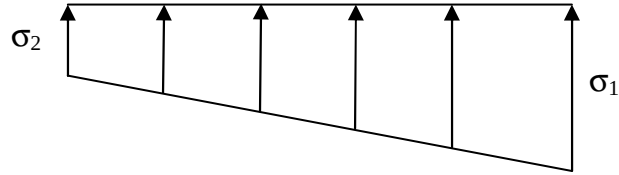


Fig.VII.1. Diagramme des contraintes

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 15.45m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.41m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 47975.47 m^4$$

$$I_{yy} = 19891.13 m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 29648.505 + 1610.91 \times 0,8 = 30937.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 29297.426 + 1588.146 \times 0,8 = 30567.94 \text{ KN.m}$$

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	82.61	62.69	77.63	62.34	42.41	57.36	OK
Y - Y	96.40	48.91	84.53	76.12	28.64	64.25	OK

VII-6-3 - Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

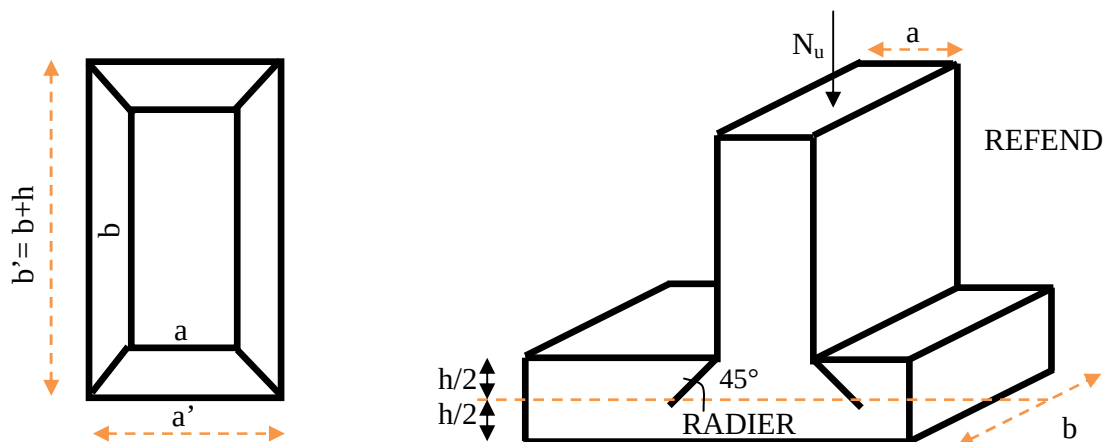
Avec :

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).



FigVII.2.. Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ Calcul du périmètre utile μ_c :• Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 1429.189 \text{ KN}$$

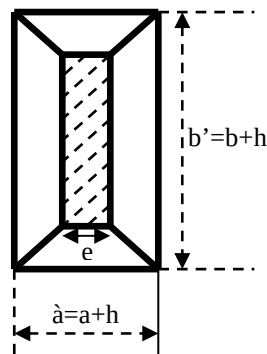
$$N_u < (0,07 \times 5 \times 0,8 \times 25000) / 1.5 = 4666.66 \text{ KN}$$

• Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.30 + 2 \times 0,8) = 10.2 \text{ m}$$

$$N_u = -1143.652$$

$$N_u < 0,07 \times 0,8 \times 11,2 \times 25000 = 10453.33 \text{ KN}$$

**VII-7- Ferraillage du radier :****VII-7-1- Ferraillage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

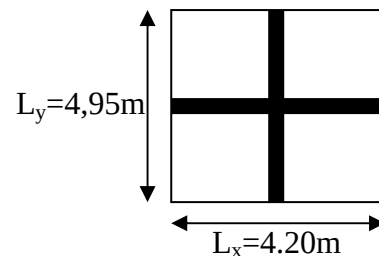
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VII-8-1 - Identification du panneau :

$$L_x = 4.20 \text{ m} ; L_y = 4.95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.95} = 0.84$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 84.53 - \frac{4437}{591.6} = 77.03 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 64.25 - \frac{4437}{591.6} = 56.75 \text{ kN/m}^2$$

VII-8-2- Calcul a' L ELU :

$$q_u = 77.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0.84 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0520 \\ U_y = 0.667 \end{cases}$$

VII-8-3 - Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_x l_x^2 = 0,0520 \times 77.03 \times (4.2^2) = 70.66 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,667 \times 70.66 = 47.13 \text{ KN}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée

VII-8-4 - Ferrailage dans le sens x - x :**➤ Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 70.66 = -35.33 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{35.33 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,040 \quad u_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{35.33 \times 10^3}{0,980 \times 25 \times 348} = 4.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA12 = 5.65 Cm^2 / ml ;

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 70.66 = 52.99 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52.99 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,058 < U_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{52.99 \times 10^3}{0,970 \times 25 \times 348} = 6.27 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA14 = 7.69 Cm^2 / ml

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

VII-8-5 - Ferrailage dans le sens y - y :

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 47.13 = -23.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.57 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.57 \times 10^3}{0,987 \times 25 \times 348} = 2.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 47.13 = 35.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{35.35 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,038 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{35.35 \times 10^3}{0,981 \times 25 \times 348} = 4.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.69 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

VII-9- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.84}{2} = 2,592 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,472 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,472 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

VII-9-1- Calcul a L'ELS :

$$q_s = 56.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,84 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0589 \\ \mu_y = 0,764 \end{cases}$$

Calcul des moments M_u , M_y .

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0589 \times 56.75 \times (4.2)^2 = 60 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,764 \times 60 = 45.84 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a , M_t dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 60 = -30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 60 = 45 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 45.84 = -22.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 45.84 = 34.38 \text{ KN.m}$$

VII-10- Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	35.33	30	1.18	0,040	0.0828	0.34	Vérifiée
	Travée	52.99	45	1.18	0.058	0.1264	0.34	Vérifiée
Y- Y	Appuis	23.57	22.92	1.02	0.026	0.0721	0.26	Vérifiée
	Travée	35.35	34.38	1.02	0.038	0.1099	0.26	Vérifiée

VII-11- Ferrailage des nervures**a) Détermination des sollicitations**L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 84.53 - \frac{4437}{591.6} = 77.03 \text{ kN / m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 64.25 - \frac{4437}{591.6} = 56.75 \text{ kN / m}^2$$

Remarque

- Le rapport $0.4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (M_m) et le même effort tranchant (T_t) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant : } M_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right) \\ \text{Effort tranchant : } T_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4} \right) \end{array} \right\} \text{ pour une charge trapézoïdale}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Moment fléchissant : } M_m = 0.333 \times I_x \\ \text{Effort tranchant : } T_t = 0.25 \times I_x \end{array} \right\} \text{ pour une charge triangulaire}$$

- Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Robot BAT

b) nervure centrale**Calcul des charges**

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chacune seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges [triangulaire & trapézoïdale] vers celle-ci

- Sens x-x

Moment fléchissant																	Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst			
a-b	1	3.15	4.2	0.75	Triangulaire	1.05	0.79	77.03	56.75	80.88		59.59		60.85		44.83				
	2	3.15	4.2	0.75	Triangulaire	1.05	0.79	77.03	56.75	80.88	161.76	59.59	119.18	60.85	121.7	44.83	89.66			
b-c	1	3.15	4.2	0.75	Triangulaire	1.05	0.79	77.03	56.75	80.88		59.59		60.85		44.83				
	2	3.15	4.2	0.75	Triangulaire	1.05	0.79	77.03	56.75	80.88	161.76	59.59	119.18	60.85	121.7	44.83	89.66			
C-D	1	3.30	4.20	0.79	Triangulaire	1.1	0.83	77.03	56.75	84.7		62.43		63.93		47.10				
	2	3.30	4.20	0.79	Triangulaire	1.1	0.83	77.03	56.75	84.7	169.4	62.43	124.85	63.93	127.86	47.10	94.2			
D-E	1	3.30	4.20	0.79	Triangulaire	1.1	0.83	77.03	56.75	84.7		62.43		63.93		47.10	94.2			
	2	3.30	4.20	0.79	Triangulaire	1.1	0.83	77.03	56.75	84.7	169.4	62.43	124.85	63.93	127.86	47.10				
E-F	1	3.30	4.20	0.79	Triangulaire	1.1	0.83	77.03	56.75	84.7		62.43		63.93		47.10	94.2			
	2	3.30	4.20	0.79	Triangulaire	1.1	0.83	77.03	56.75	84.7	169.4	62.43	124.85	63.93	127.86	47.10				
F-G	1	3.30	4.20	0.79	Triangulaire	1.1	0.83	77.03	56.75	84.7		62.43		63.93		47.10	94.2			
	2	3.30	4.20	0.79	Triangulaire	1.1	0.83	77.03	56.75	84.7	169.4	62.43	124.85	63.93	127.86	47.10				

F-G	1	4.2	4.95	0.84	trapézoïdale	1.6	1.22	77.03	56.75	123.25	246.5	90.8	181.6	93.98	187.95	69.24	138.47
	2	4.2	4.95	0.84	trapézoïdale	1.6	1.22	77.03	56.75	123.25		90.8		93.98		69.24	
G-H	1	3.15	4.2	0.75	Triangulaire	1.05	0.79	77.03	56.75	80.88	161.76	59.59	119.18	60.85	121.7	44.83	89.66
	2	3.15	4.2	0.75	Triangulaire	1.05	0.79	77.03	56.75	80.88		59.59		60.85		44.83	
H-I	1	3.15	4.2	0.75	Triangulaire	1.05	0.79	77.03	56.75	80.88	161.76	59.59	119.18	60.85	121.7	44.83	89.66
	2	3.15	4.2	0.75	Triangulaire	1.05	0.79	77.03	56.75	80.88		59.59		60.85		44.83	

Tableau VII.3: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

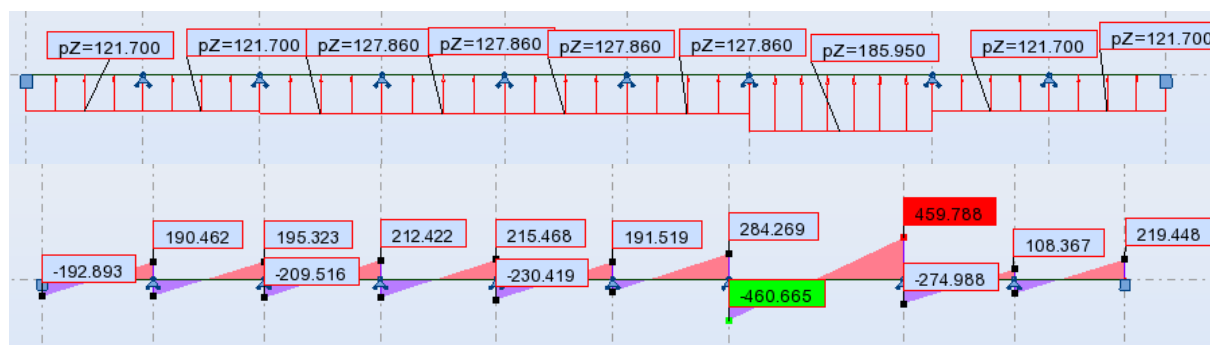
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.3	4.2	0.78	trapézoïdale	1.32	1	77.03	56.75	101.68		74.91		77.03		56.75	
	2	3.3	4.2	0.78	trapézoïdale	1.32	1	77.03	56.75	101.68	203.36	74.91	149.82	77.03	154.06	56.75	113.5
b-c	1	3.3	4.2	0.78	trapézoïdale	1.32	1	77.03	56.75	101.68		74.91		77.03		56.75	
	2	3.3	4.2	0.78	trapézoïdale	1.32	1	77.03	56.75	101.68	203.36	74.91	149.82	77.03	154.06	56.75	113.5
c-d	1	2.5	3.3	0.75	Triangulaire	0.83	0.63	77.03	56.75	63.93		47.1		48.53		35.75	
	2	2.5	3.3	0.75	Triangulaire	0.83	0.63	77.03	56.75	63.93	127.88	47.1	94.2	48.53	97.06	35.75	71.51
d-e	1	3.3	4.2	0.78	trapézoïdale	1.32	1	77.03	56.75	101.68	203.36	74.91	149.82	77.03	154.06	56.75	
	2	3.3	4.2	0.78	trapézoïdale	1.32	1	77.03	56.75	101.68		74.91		77.03		56.75	113.5
e-f	1	3.3	4.2	0.78	trapézoïdale	1.32	1	77.03	56.75	101.68	203.36	74.91	149.82	77.03	154.06	56.75	
	2	3.3	4.2	0.78	trapézoïdale	1.32	1	77.03	56.75	101.68		74.91		77.03		56.75	113.5

Tableau VII.4: Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

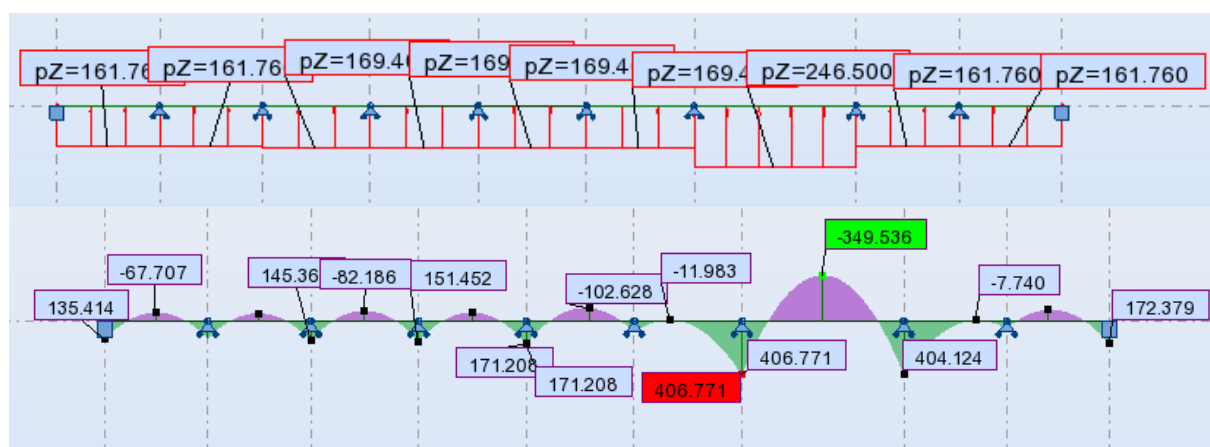
c) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

➤ Sens x-x

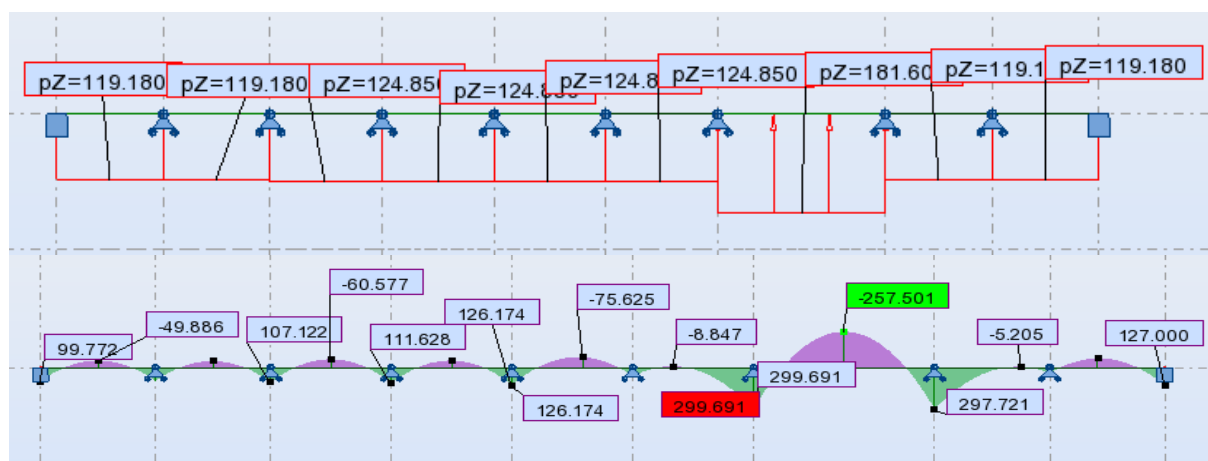
❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



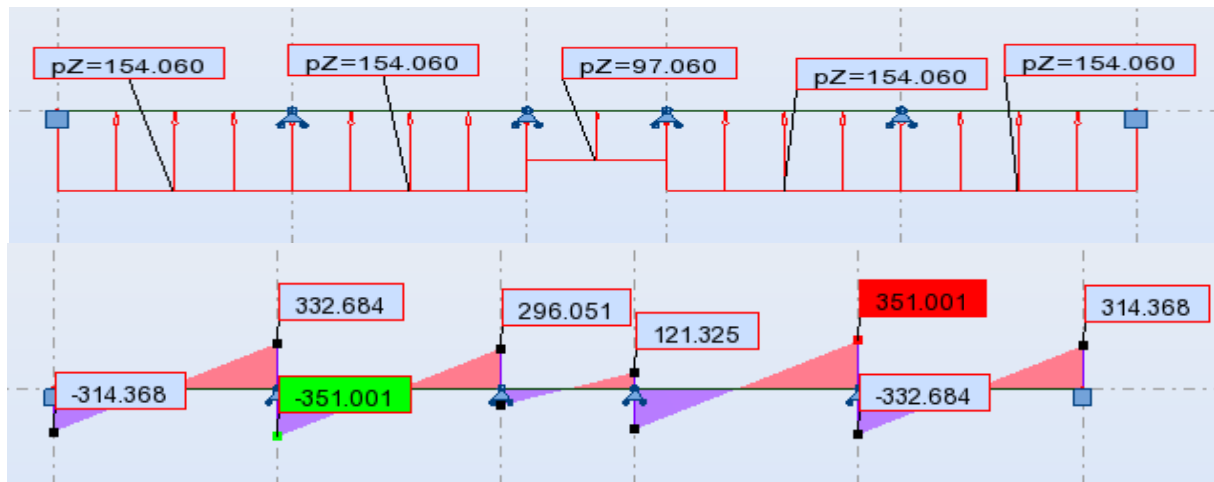
❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



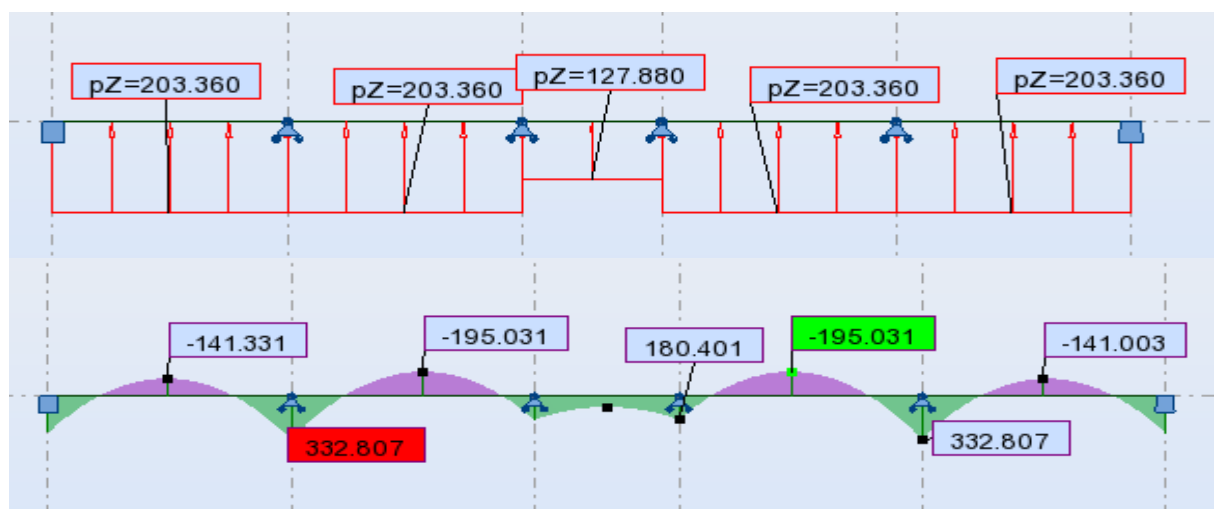
❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



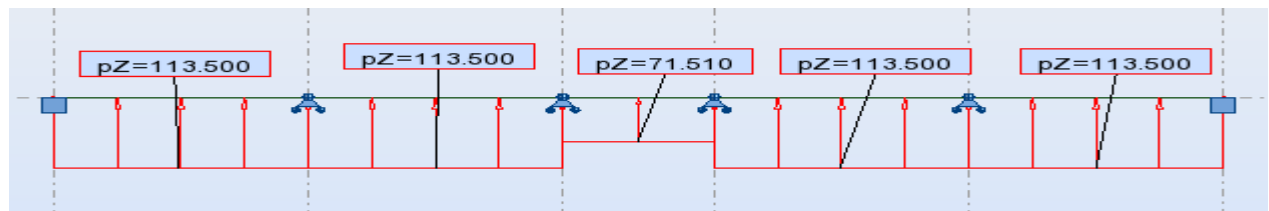
- Sens y-y
❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

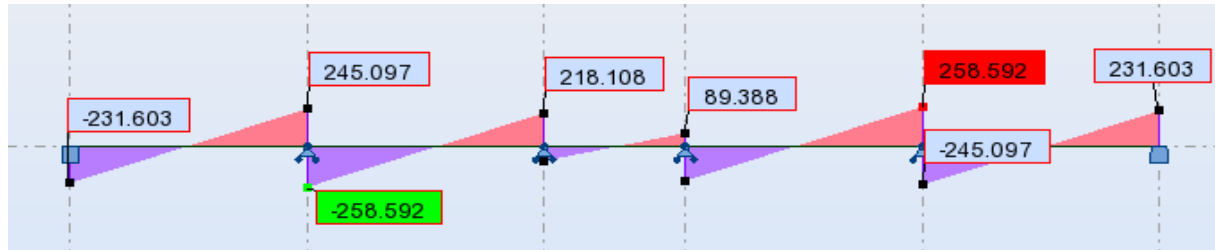


- ❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

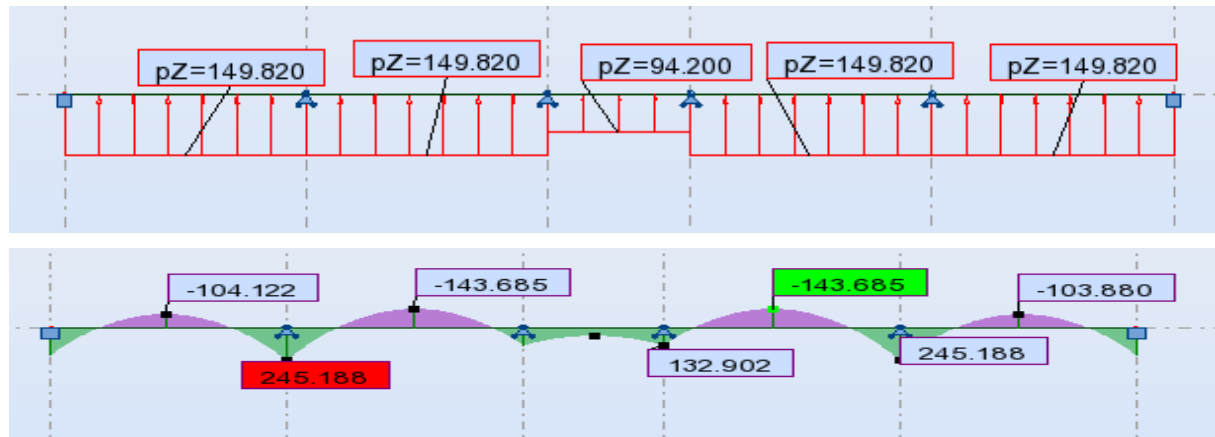


- ❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS





❖ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



VII-12- Calcul du ferrailage des nervures

$b=50\text{ cm}$ $d=75$ $f_{bu}=14.2\text{ MPa}$ $\sigma_{st}=348\text{ MPa}$

	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}\text{ (KN.m)}$	406.771	299.691	332.807	245.188
$M_{tmax}\text{ (KN.m)}$	349.536	257.501	195.031	143.685
$T_{max}\text{ (KN)}$	460.665	/	351.001	258.592

Tableau VII.5

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}\text{ (cm}^2\text{)}$
xx	Appuis	406.771	0.100	0.947	SSA	16.46	4HA20 filante+4HA16chap = 20.6
	Travée	349.536	0.088	0.944	SSA	14.19	4HA16 filante + 4HA16chap=16.08
yy	Appuis	332.807	0.084	0.956	SSA	13.34	4HA16 filante+4HA14chap = 14.19
	travée	195.031	0.048	0.975	SSA	7.66	4HA14filante + 4HA14 chap = 12.3

Tableau VII.6

Remarque

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 0.9}{2} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons une barre en 2HA14=3.08cm² comme armature de peau.

a) Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{\min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

➤ Sens x-x

-En appuis : $A_a = 20.6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.53 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.53 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ Sens y-y

-En appuis : $A_a = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.53 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t = 12.3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.53 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).**➤ Sens x-x**

$$T_u^{\max} = 460.665 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{460.665 \times 10}{50 \times 75} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens y-y

$$T_u^{\max} = 351.001 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{351.001 \times 10}{50 \times 75} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis** (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

➤ **Sens x-x**

✓ **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9xd}}{f_e / 1.15} = \frac{460.665 - \frac{406.771 \times 10^2}{0.9 \times 75}}{34.8} = -4.08 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 20.6 \text{ cm}^2 \geq A_u = -4.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0.4xbx0.9xd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 50 \times 75 \times \frac{25}{1.5} = 22500 \text{ kN} \geq 460.665 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

✓ **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9xd}}{f_e / 1.15} = \frac{351.001 - \frac{332.807 \times 10^2}{0.9 \times 75}}{34.8} = -4.08 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 20.6 \text{ cm}^2 \geq A_u = -4.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0.4xbx0.9xd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 50 \times 75 \times \frac{25}{1.5} = 22500 \text{ kN} \geq 351.001 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis** (Art A.6.1,3/ BAEL91modifiées 99).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 2 + 4 \times 3.14 \times 1.4 = 42.7 \text{ cm}.$$

➤ **Sens x-x**

$$\tau_{se} = \frac{460.665 \times 10}{0.9 \times 75 \times 42.7} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens y-y**

$$\tau_{se} = \frac{351.001 \times 10}{0.9 \times 75 \times 42.7} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.22 \text{ MPa} < \tau_{se}^{\text{lim}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Calcul des armatures transversales**

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doit être comme suite :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : 4 HA 8 = 2.01 cm². **Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).**

➤ **Calcul des espacements des barres transversales (Art. A.5.1,22 / BAEL91)**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{20 ; 24\} = 20 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 10cm**

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales**

En zone nodale : $A_{t \min} = 3\% S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$.

En zone courante : $A_{t \min} = 3\% S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification à L'ELS**

État d'ouverture des fissures BAEL91 : Art A.4.5, 32

La contrainte de traction des armatures est : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Etat limite de résistance du béton en compression BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limité a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

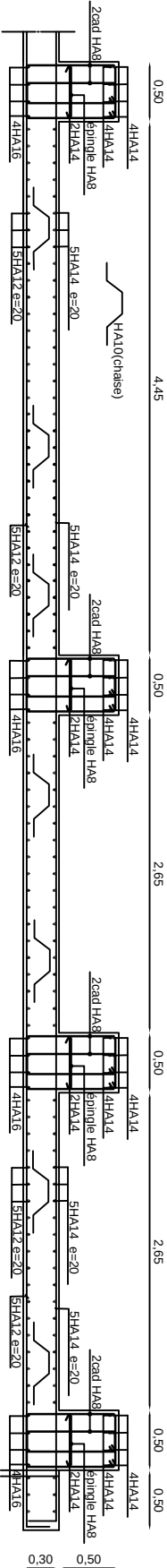
Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants

$$b=50 \text{ cm} \quad d=75 \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st}=348 \text{ MPa}$$

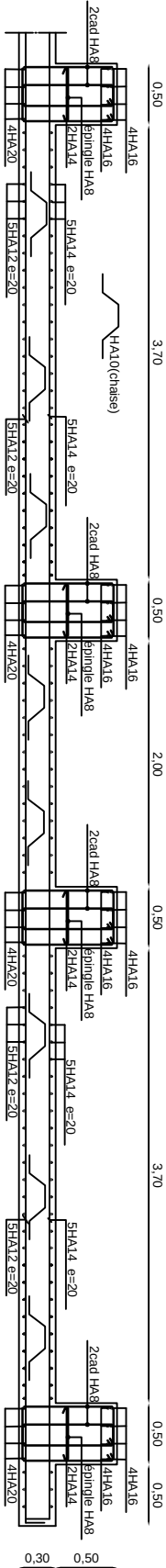
Sens	Zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ_1	α_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	Appuis	299.691	20.6	0.542	0.330	0.890	30.45	217.94	348	7.15	15	vérifié
	Travée	257.501	16.08	0.418	0.297	0.901	35.50	236.97	348	6.67	15	vérifié
y-y	Appuis	245.188	14.19	0.379	0.285	0.905	37.63	254.57	348	6.76	15	vérifié
	Travée	143.685	12.3	0.333	0.270	0.910	40.56	207.09	348	5.10	15	vérifié

Tableau VII.7

sens longitudinale x-x



sens transversal y-y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI TIZ-OUZOU
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

PROJET:

Etude d'un bâtiment
(E/S+R+8)   usage
multiple

Plan de ferrailage de
radier sens longitudinale et
transversal

2017/2018
Ech.1/50

Etude par :
Mr. Yacine Lyes

Dirigé par :
Mr. Merabet

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Cette expérience nous a obligé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons Robot2016 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

RPA99 v2003,
DTR B.C. 2.2,
BAEL 91,

Ouvrages :

Construire parasismique.....Milan Zacek
Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I
Cours de béton armé.....Abdelhak Baraka
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
Aide mémoire RDM.....Edition Dunod
Calcul des ouvrages en béton armé.....M Belazougui

Cours et TD des années de spécialité.
Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.