

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

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Construction civile et industrielle

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC + 5étages + Entresol)
Usage habitation contreventé par voiles porteurs
modélisé avec le logiciel ETABS

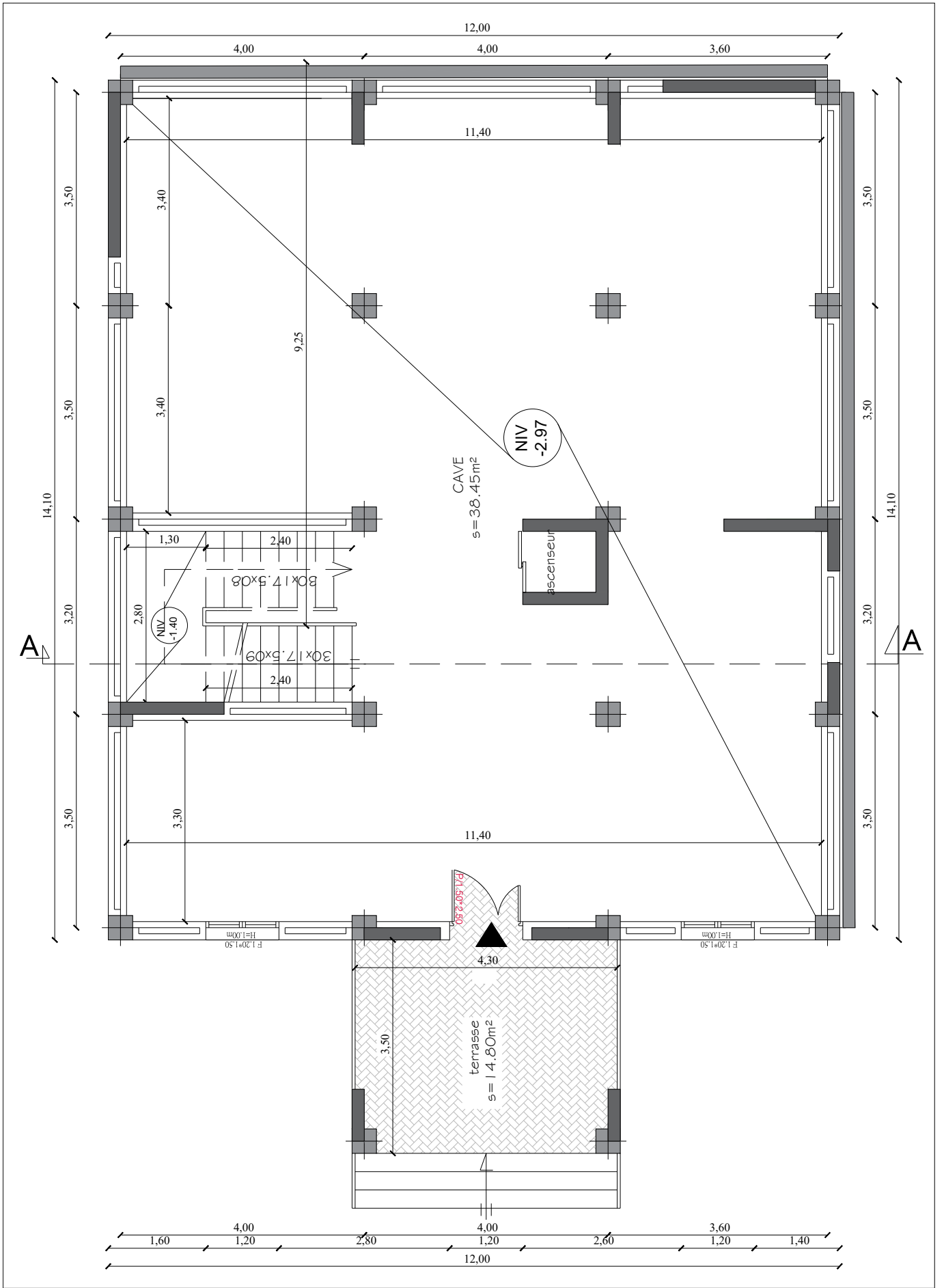


Proposé par : Bureau d'architecture BELAR

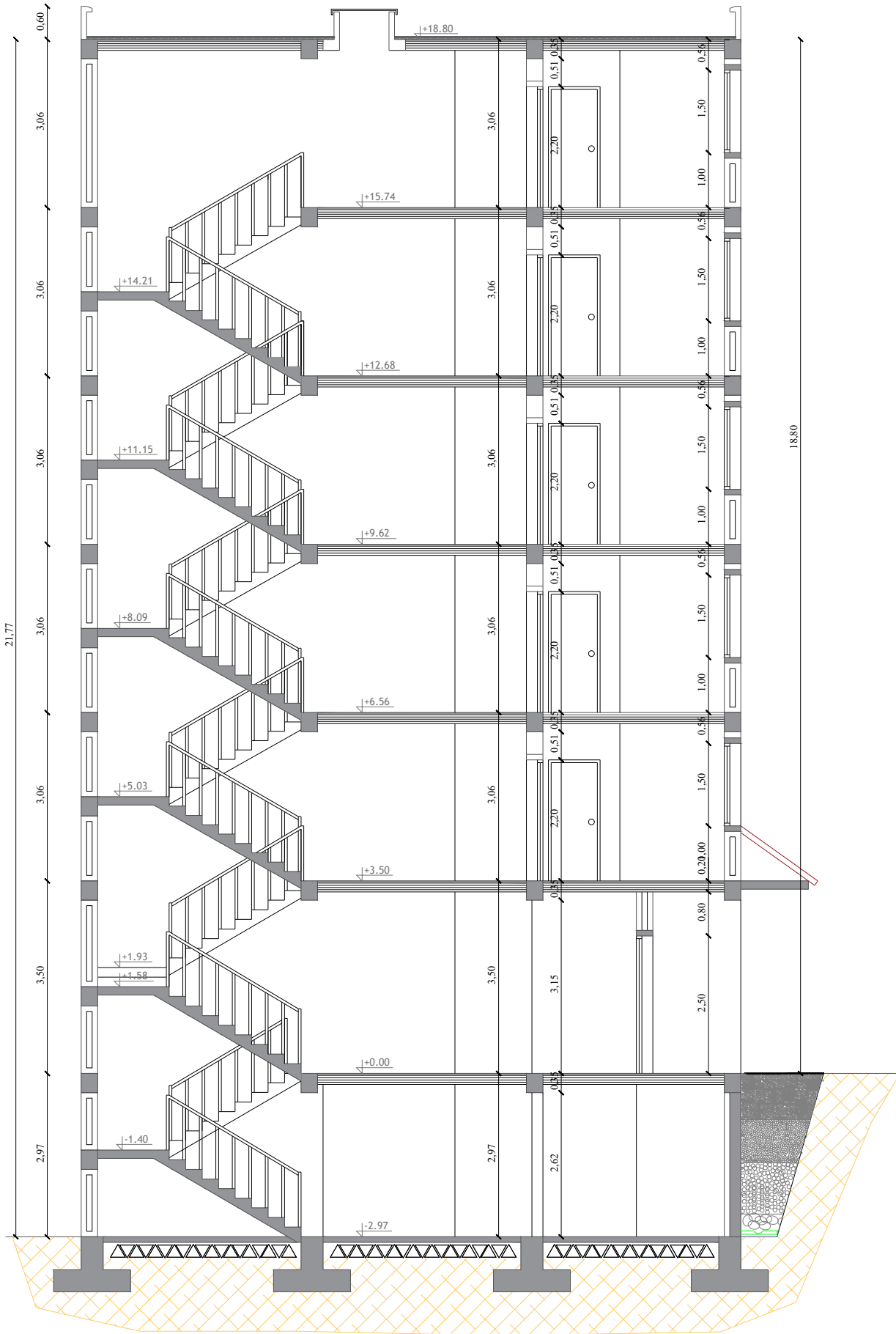
Etudié par : HAMAS Takfarinas & SADAOUI Nabil

Dirigé par : Mr. HAMMAR Rabah

Promotion : 2018/2019



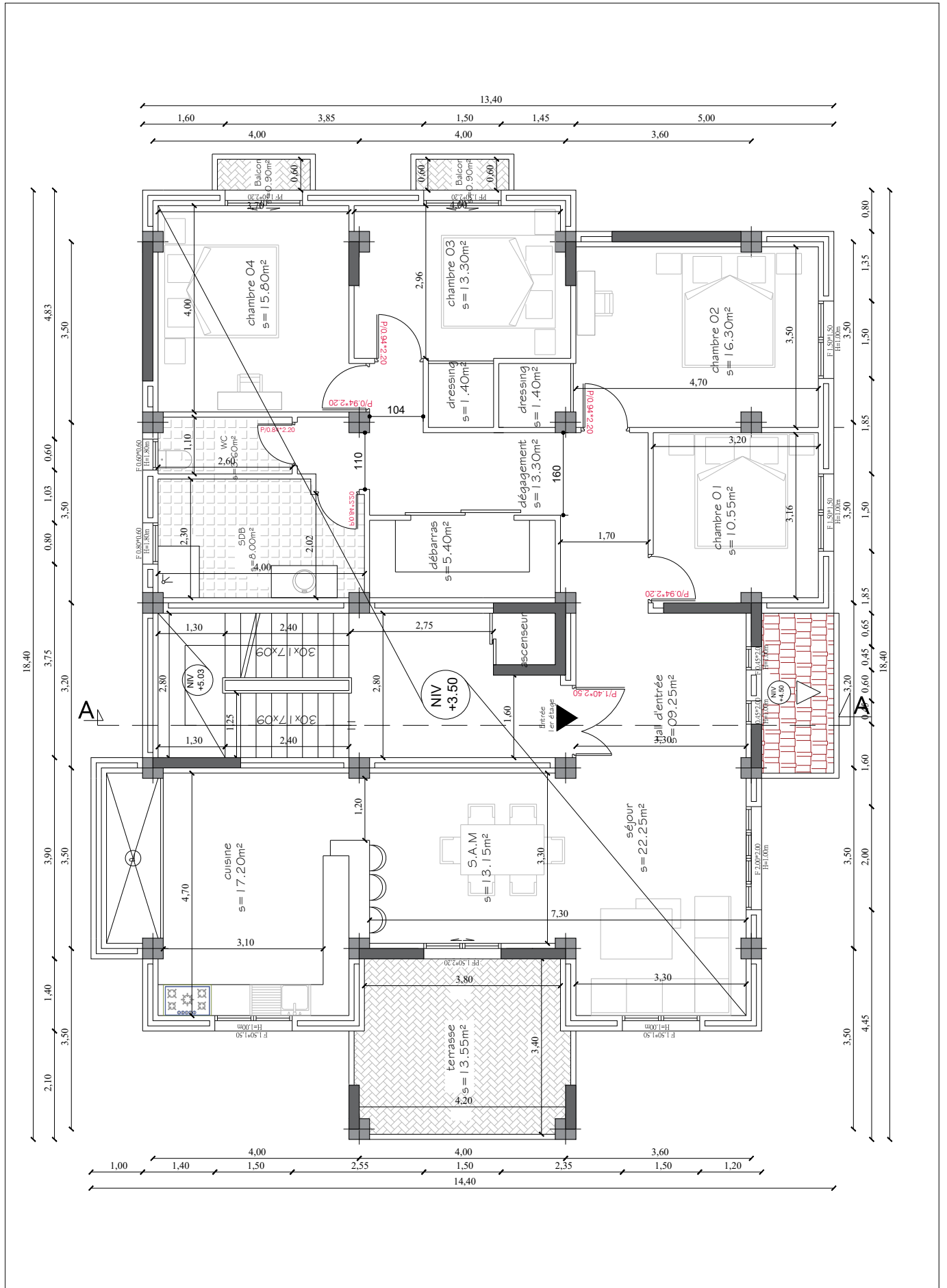
plan de cave



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil
 Echelle: 1/50e

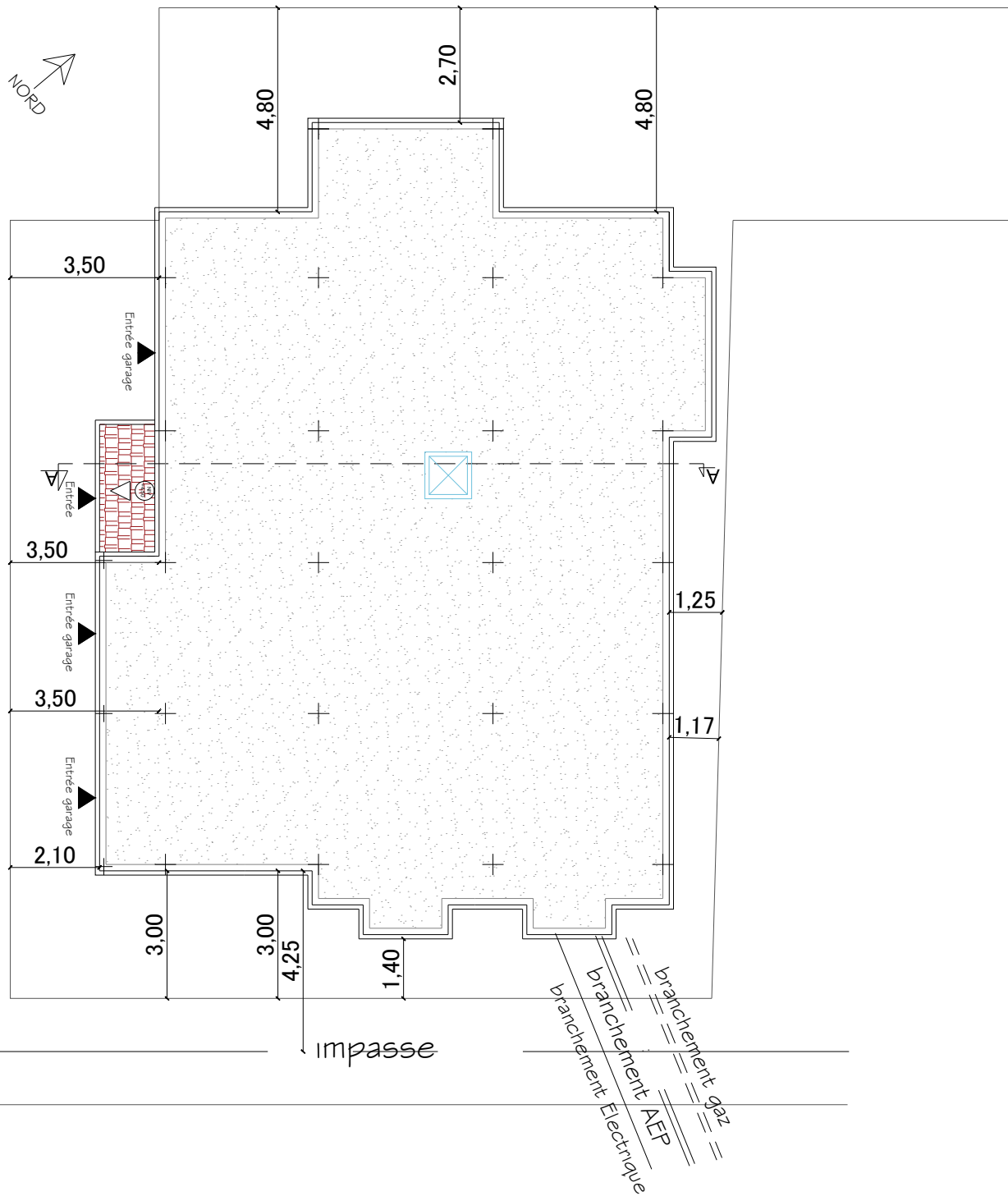
Coupe A-A

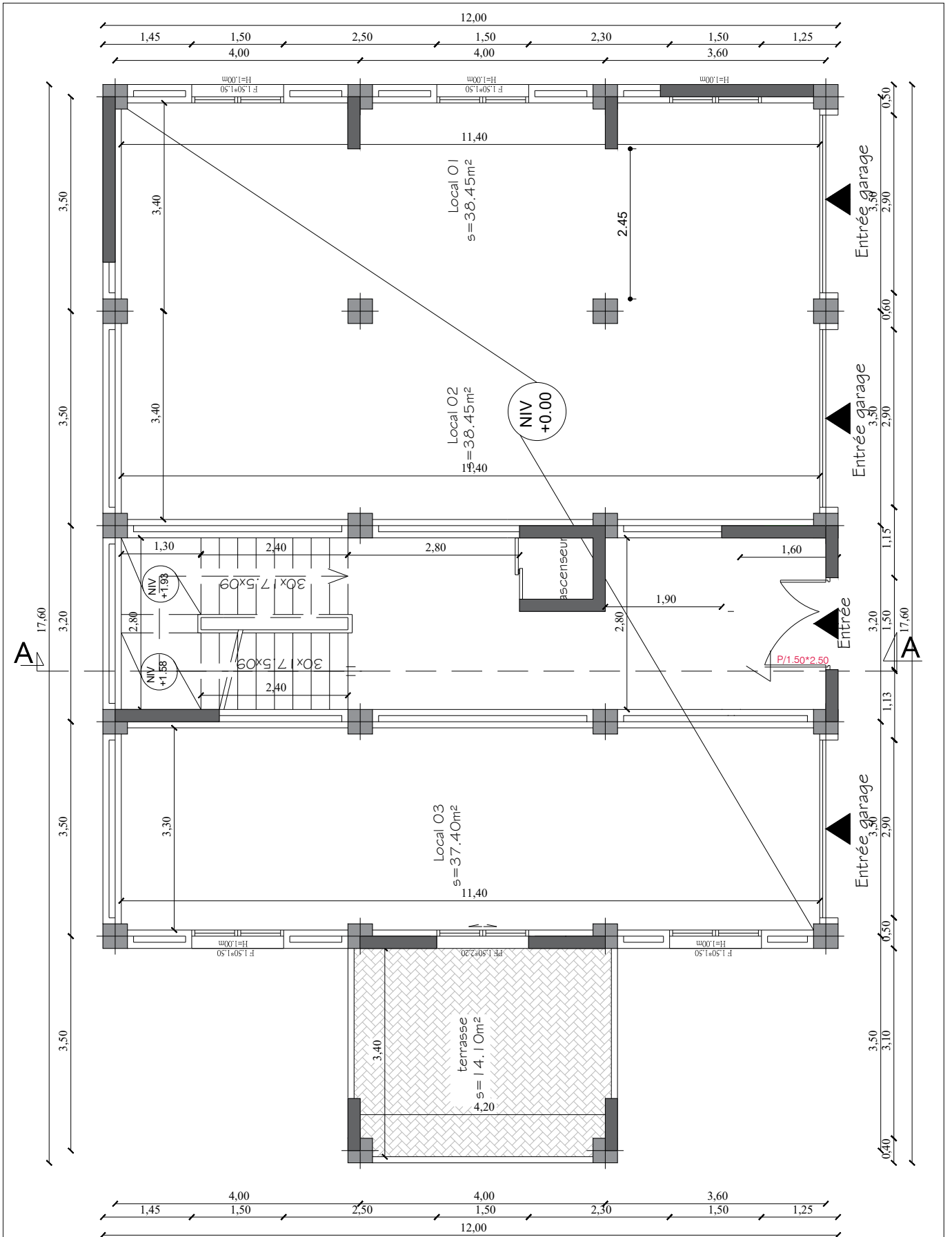
Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR
 Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
 DECEMBRE 2019

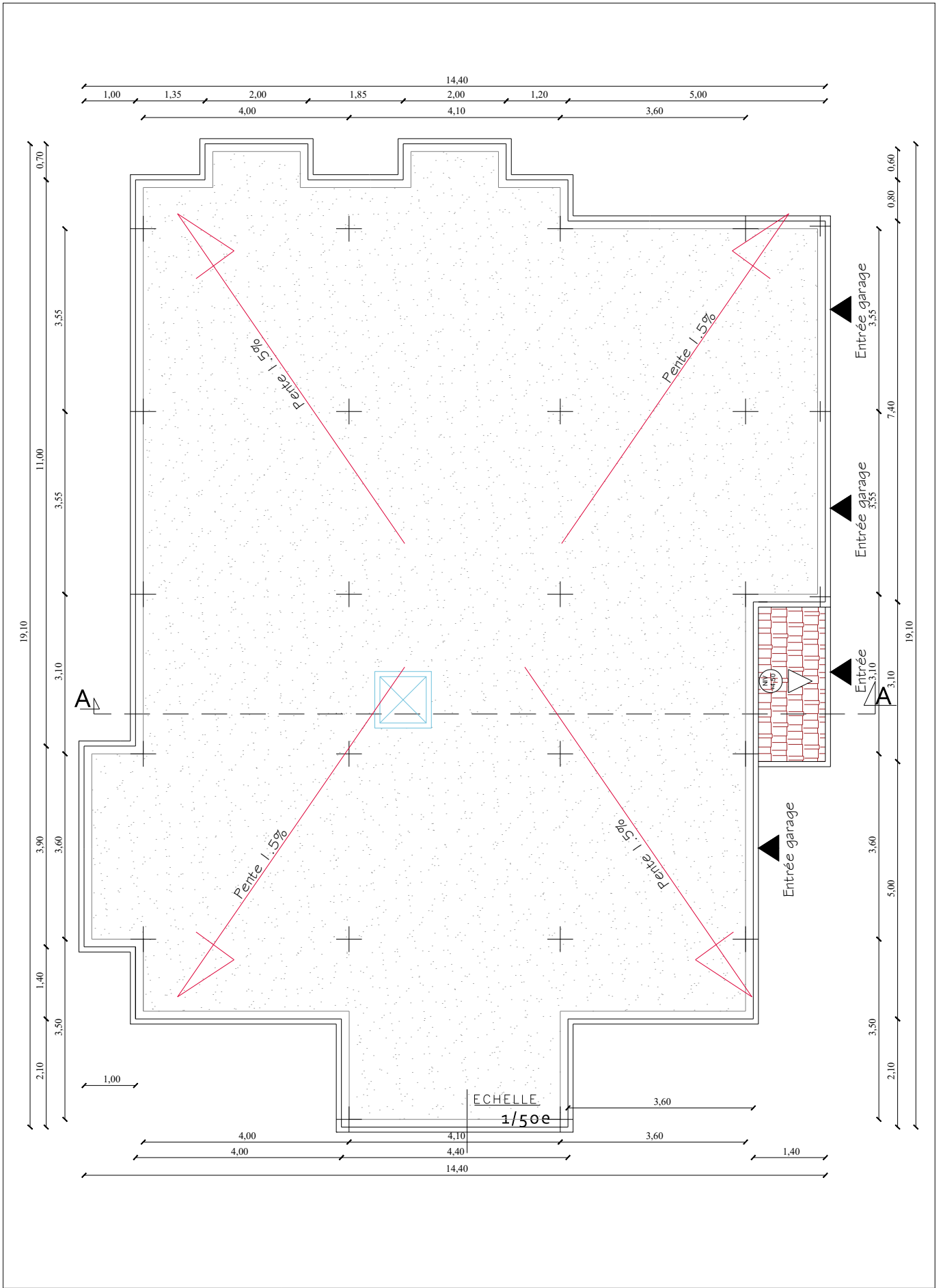




façade principale







Remerciement

Nous tenons à remercier Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos enseignants, sans leur aide, ce travail n'aurait été entrepris. Leurs encouragements et leur disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.

Il est agréable d'avoir exprimé nos sentiments de reconnaissance au personnel de la bibliothèque du département de GENIE CIVIL ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger notre travail.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE
CHAPITRE I : DESCRIPTION ET PRESENTATIN DE L'OUVRAGE	1
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	10
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS.....	29
I- L'ACROTERE	29
II- DALLES PLEINES DE TYPE CONSOLE.....	37
III- LES ESCALIERS.....	48
IV- CALCUL DES PLANCHERS	86
V- LA POUTRE DE CHAINAGE.....	115
VI- CALCUL DE LA DALLE SALLE MACHINE	123
CHAPITRE IV : MODELISATION	136
CHAPITRE V : VERIFICATIONS DES EXIGENCES RPA.....	150
CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES POUTRES	161
CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES POTEAUX	170
CHAPITRE VIII : FERRAILLAGE DES VOILES	185
CHAPITRE IX : ETUDE DU MUR PLAQUE.....	199
CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	207
CONCLUSION :	218
BIBLIOGRAPHIE :.....	219
ANNEXES :	220

Introduction générale

Le domaine du génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et industrielles. Les ingénieurs du génie civil s'occupent du calcul, des ouvrages de construction et d'infrastructures afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différents règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne répartition des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment Rdc +5 + entresol à ossature mixte contreventé par voiles porteurs, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

CHAPITRE I

DESCRIPTION ET PRESENTAION DE L'OUVRAGE

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 du RPA 99(Modifié 2003) et les règlements du béton aux états limites (BAEL).

1- Présentation de l'ouvrage :

Notre étude va comporter sur une tour en (RDC + 5 étages + entresol) à usage d'habitation implantée à Bouzeguene classé zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA 99 (modifié 2003) , composé de :

- Entresol faisant office de cave.
- RDC (garages) et 5 étages à usage habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

2- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total (y compris l'acrotère)	22.37 m
Longueur total.....	18.40 m
Largeur total.....	14.40 m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur du RDC.....	3.50 m
Hauteur de l'entresol.....	2.97 m
Hauteur de l'acrotère	0.60 m

3- Eléments de l'ouvrage :

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.

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.

a- Plancher en corps creux :

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leurs poids propres 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 préfabriquées sur place à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle pleine destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol.
- Le plancher terrasse est inaccessible avec une pente de **1.5%** qui facilite l'écoulement des eaux.

b- Dalle pleine :

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

c- Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs** : seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10cm (10+10+10) =30 cm.
- **Les murs de séparation intérieure** : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

d- Escaliers :

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

e- Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalierenduit ciment.
- Mur intérieurs + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau et cuisine.....céramique.
- Espace habitable.....revêtement en carrelage.

f- 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.

4- Caractéristique mécanique des matériaux :

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

4-1- 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 (CPJ 32,5), destiné à offrir une protection efficace des armatures.

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

a- Granulats :

Sable propre.....	380 à 450cm ³ (D _g ≤ 5mm).
Gravier	750 à 850 cm ³ (D _g ≤ 25mm)
Dosage de ciment	300 à 400 kg.
Eau de gâchage	150 à 200 l.

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

b- Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances.

- **Résistance 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 essaie de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend **fc₂₈ = 25 MPa**.

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

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa.}$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

A l'âge « j » jours notés f_{t_j} donnée par la formule suivante :

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

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

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times (25) \quad f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa.}$$

c- Module de déformation longitudinale du béton :

- **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 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \dots\dots \text{pour } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

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

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

- **Module d'élasticité différée :**

On l'utilise pour les charges de longue durée (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 :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \rightarrow \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)}$$

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

d- 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 : → E : module de Young.
 . → ν : 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.

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

e- 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.

• **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.

♣ θ = 1 → t ≥ 24 h.

♣ θ = 0.9 → 1h ≤ t ≤ 24h.

♣ θ = 0.85 → t ≤ 1h.

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).

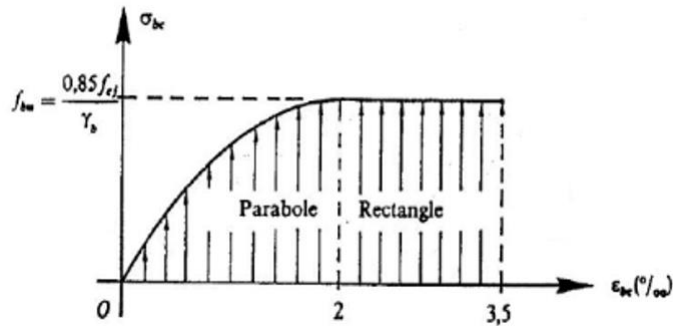


Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

• **Contrainte de cisaillement (τ_u) :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

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 $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

• **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 :

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

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

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

$\overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ MPa}$.

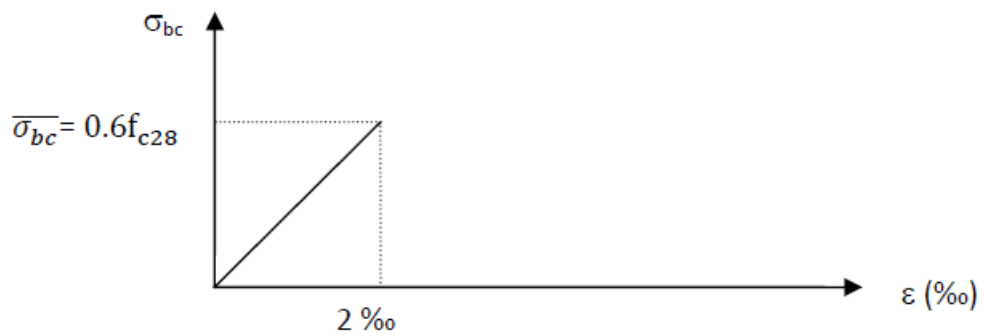


Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

4-2- 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**.

a- Module de déformation longitudinale :

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

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

b- Contrainte limite :

- 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.

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

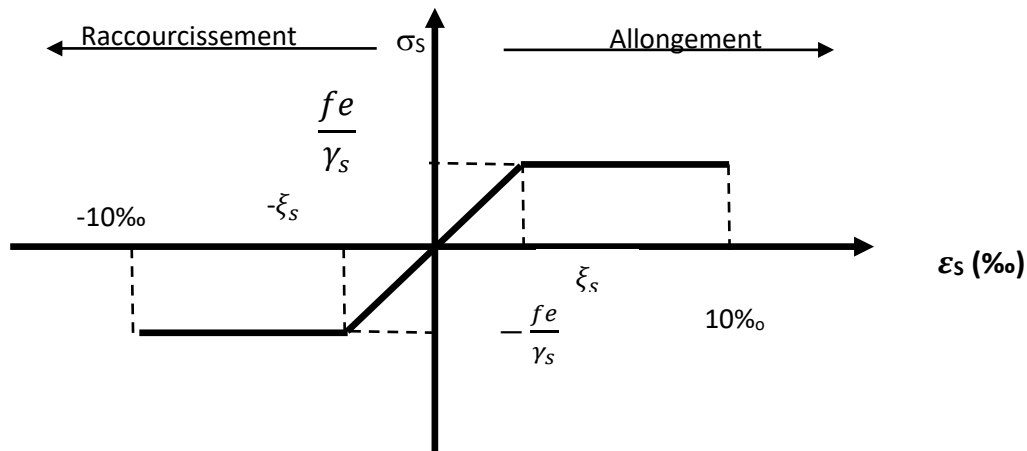


Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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 F_e (MPa)	Résistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
HA	Haute Adhérence FeE 400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

- 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 considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

c- 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.

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS

I- Prédimensionnement 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).

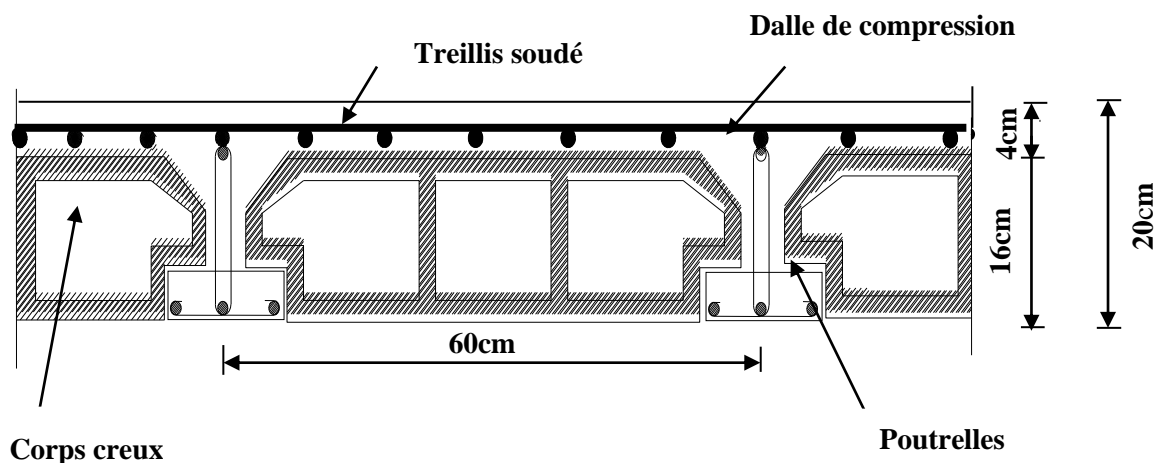
Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 (modifié 2003)**.

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 leur 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 ferrillée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.



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 : $L_{\max} = 4.25 - 0.30 = 3.95\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = 425 / 22.5 = 17.55 \text{ cm.}$$

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.**

2- Poutres :

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

$$\text{Hauteur « ht » : } \frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{Largeur « b » : } 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

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) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

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.

a- Poutres principales :

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$\text{La hauteur : } 400/15 \leq ht \leq 400/10$$

$$26.66 \leq ht \leq 40$$

$$ht = 35 \text{ cm.}$$

$$\text{La largeur : } 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

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

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t / b = 35 / 30 = 1.6 \leq 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La section de la poutre principale (b x ht) = (30 * 35) cm².

b- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm.}$$

$$\underline{\text{La hauteur}} : \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$23.33 \leq h_t \leq 35$$

$$\mathbf{h_t = 35 \text{ cm.}}$$

$$\underline{\text{La largeur}} : \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

la section de la poutre secondaire est $(b \times h_t) = (30 * 35) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification des exigences :**

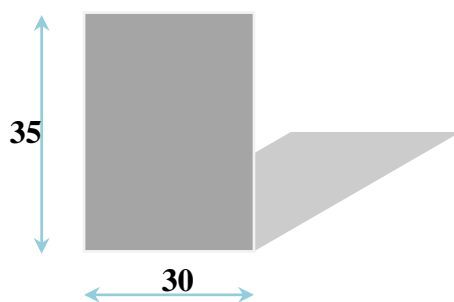
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.6 \leq 4 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

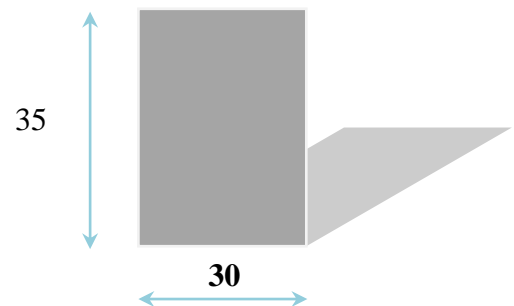
Les dimensions retenues sont :

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

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



Dimensions de la poutre principale



Dimensions de la poutre secondaire

3- Les voiles :

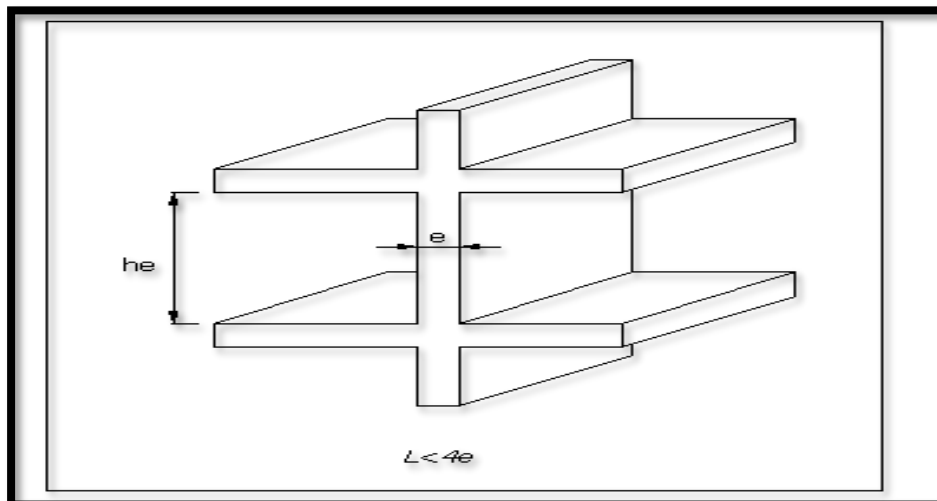
a- Prédimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

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.

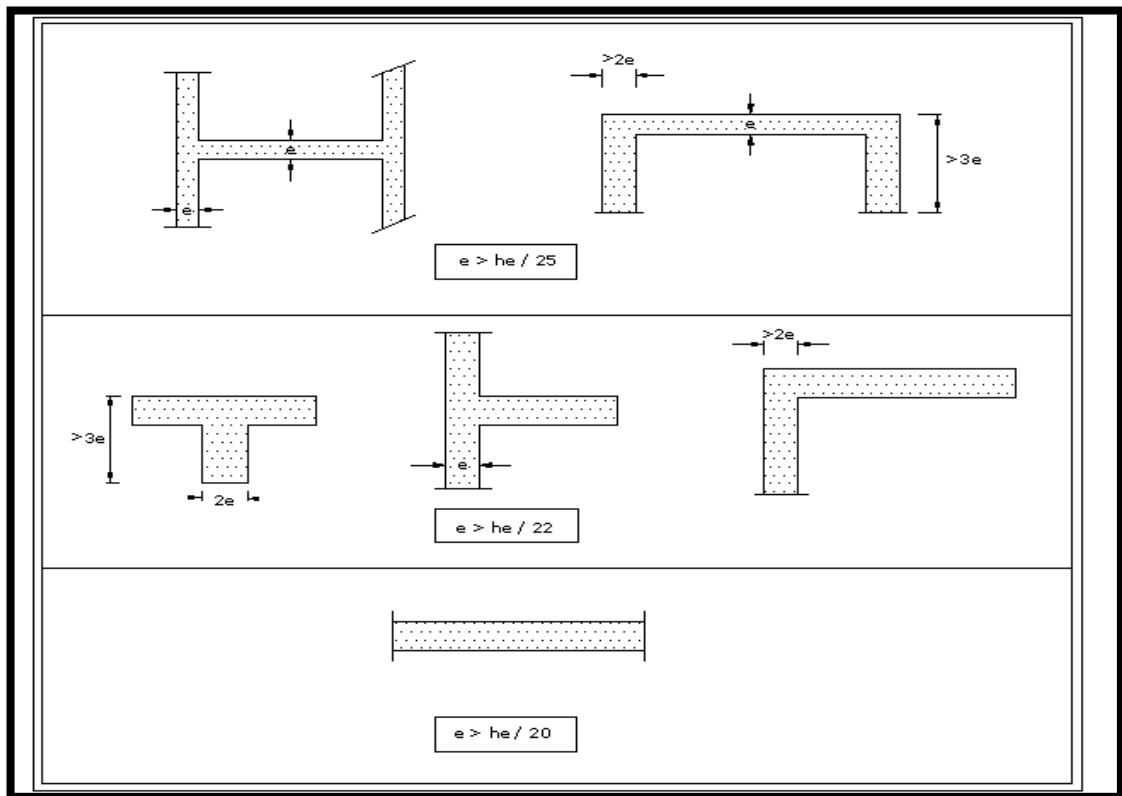
D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

b- L'épaisseur du voile (e_p) :

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**.



Coupe de voile en élévation



Coupe de voile en plan

$a \geq \frac{he}{20}$; Avec : $he = h - ep$ et ep : hauteur de la poutre principale.

$$he = 306 - 35 = 276 \text{ cm.}$$

CAS 1: $a \geq he / 25 = 271 / 25 = 10.84 \text{ cm.}$

CAS 2: $a \geq he / 22 = 271 / 22 = 12.31 \text{ cm.}$

CAS 3: $a \geq he / 20 = 271 / 20 = 13.55 \text{ cm.}$

$$a = \max(e_{\min}, he/25, he/22, he/20) = e_{\min} = 15$$

he: la hauteur libre max d'étage (**he = 271 cm**).

On prend : **a = 20 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 :

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

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

a : épaisseur du voile.

4- Balcons :

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

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0=1.50\text{m}$: portée libre.

e : épaisseur de la dalle

$$e \geq 150 / 10 \rightarrow e \geq 15\text{cm}$$

On adoptera une épaisseur de $e=20\text{cm}$

5- 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 :

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

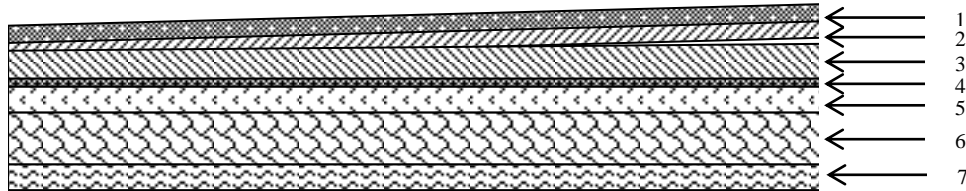
L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

II- Descente de charges :

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

1- Charges permanentes :

a- Plancher terrasse (inaccessible) :

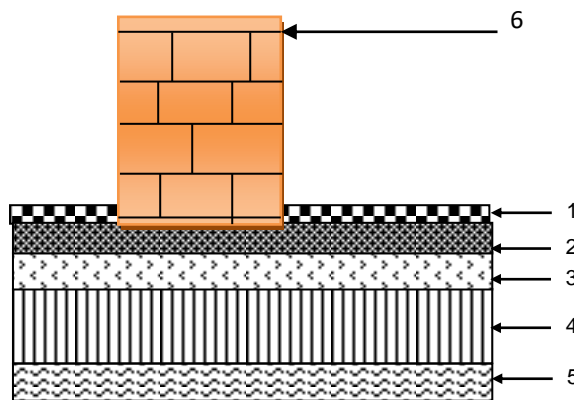


Coupe verticale du plancher terrasse

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		Gt = 5.84 KN/ m².

*Tableau des Valeurs de la charge permanente **Gt** du plancher terrasse.*

b- Plancher étage courant :



Coupe verticale du plancher d'étage courant

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

Tableau des valeurs de la charge permanente de l'étage courant

c- Maçonnerie :

- Mur extérieur :

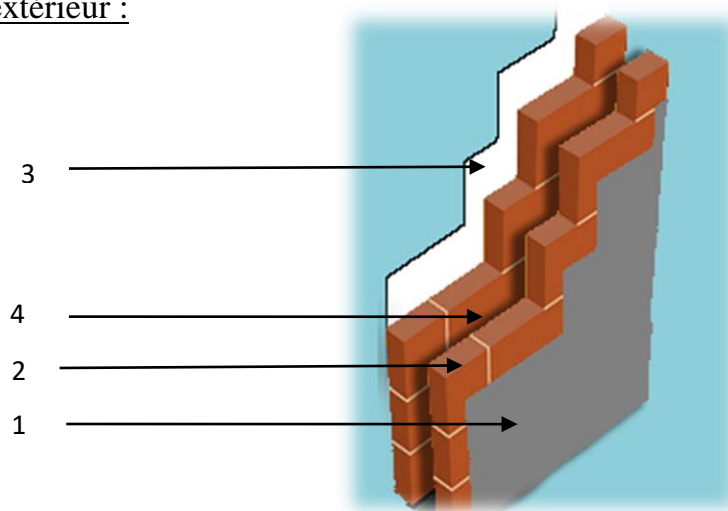


Schéma du mur en double cloison

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

Tableau des valeurs de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

- Mur intérieur :

Tableau II4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

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

d- Dalle pleine (balcon) :

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	20	5.00
5. Mortier de ciment	2	0.20
		Gt = 6.8

Tableau des valeurs de la charge de la dalle pleine (balcon).

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 stationnement de véhicules légers → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}$

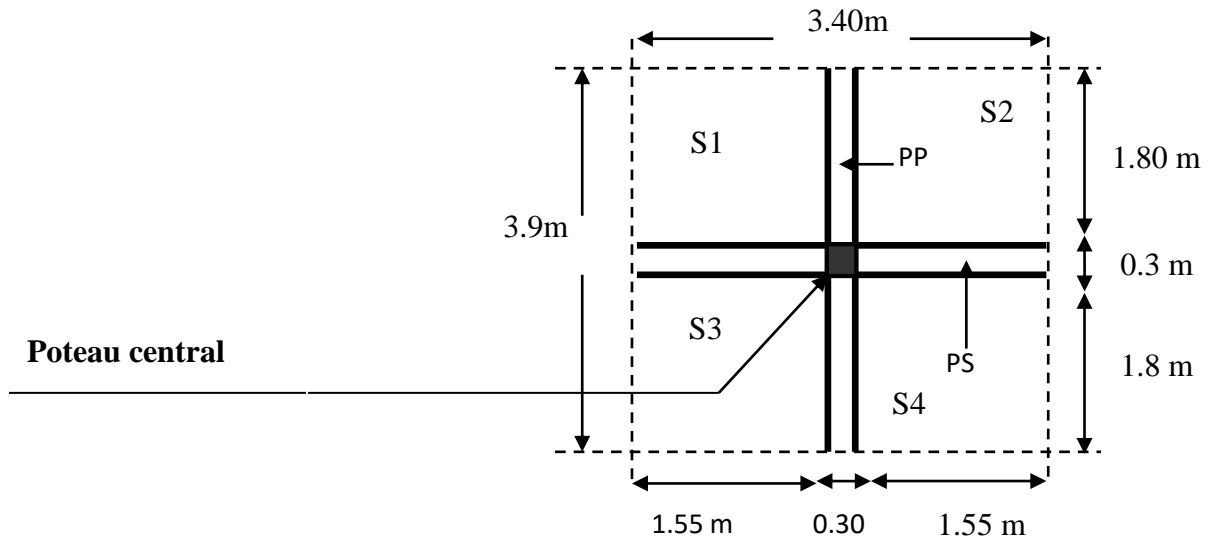
Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

III-Descente des charges :

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

Le poteau le plus sollicité est « C5 »

a- Surface d'influence :



Surface d'influence du poteau « C5 »

- Section nette :

S1=	02,79	m ²
S2=	02,79	m ²
S3=	02,79	m ²
S4=	02,79	m ²
ΣS=	11,16	m ²

- Section brute :

$$S_b = 3.9 \times 3.4$$

$$S_b = 13.26 \text{ m}^2.$$

2- Charge permanente revenant à chaque plancher :

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

3- Poids revenant à chaque plancher :

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

- Plancher terrasse :

$$P = 5.84 \times 13.26 = 77.44 \text{ KN.}$$

- Plancher étage :

$$P = 5.50 \times 11.16 = 61.38 \text{ KN.}$$

4- Poids propre revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.06 = 9.45 \text{ KN.}$$

Poutres secondaires :

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.1 = 8.14 \text{ KN.}$$

D'où le poids total :

$$P = 9.45 + 8.14$$

Ce qui donne : $P = 17.59 \text{ KN.}$

5- Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 13.26 = 13.26 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_5 = 1.50 \times 11.16 = 16.74 \text{ KN.}$
- Plancher RDC, e/sol: $Q_6, Q_7 = 2.5 \times 11.16 = 27.90 \text{ KN.}$

6- 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 étage courant :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN.}$$

Poids de poteau du RDC :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.50 \times 25 = 7.86 \text{ KN.}$$

Poids de poteaux de e/sol

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 2.97 \times 25 = 6.68 \text{ KN.}$$

IV-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.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

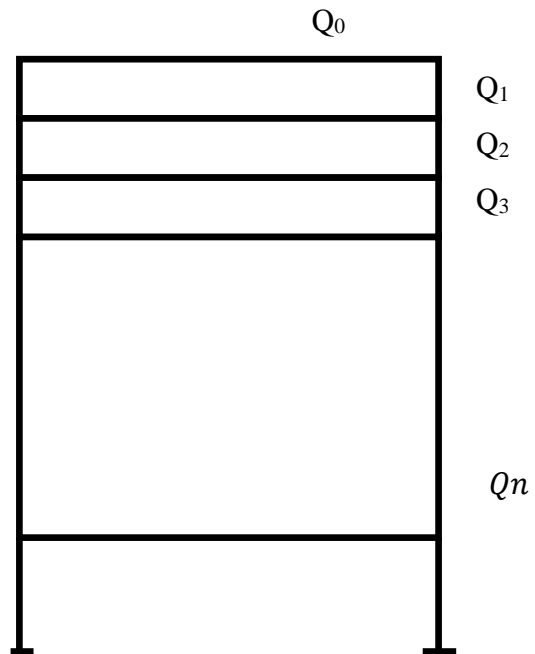
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

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

.....

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n]. \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$



1- Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	6	5	4	3	2	1	RDC	E/SOL
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71
Surcharges KN	Q ₀ = 13.26	Q ₁ = 16.74	Q ₂ = 16.74	Q ₃ = 16.74	Q ₄ = 16.74	Q ₅ = 16.74	Q ₆ = 27.90	Q ₇ = 27.90

Les surcharges cumulées :**Niveau 06** : $Q'_0=13.26$ KN.**Niveau 05** : $Q'_1=Q_0+Q_1= 30$ KN.**Niveau 04** : $Q'_2=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 45.07$ KN.**Niveau 03** : $Q'_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 58.46$ KN.**Niveau 02** : $Q'_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 70.18$ KN.**Niveau 01** : $Q'_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 80.22$ KN.**Niveau RDC** : $Q'_{RDC}= Q_0+0.75 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 96.96$ KN.**Niveau E/SOL** : $Q'_{s/s}= Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 112.305$ 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 :

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

Tableau 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
6	77.44	17.59	/	95,03	95,03	13.26	13,26	108,29	72,193	/
5	61.38	17.59	6.89	85,86	180,89	16.74	30	210,89	140,593	35x35
4	61.38	17.59	6.89	85,86	266,75	16.74	46,74	313,49	208,993	35x35
3	61.38	17.59	6.89	85,86	352,61	16.74	63,48	416,09	277,393	35x35
2	61.38	17.59	6.89	85,86	438,47	16.74	80,22	518,69	345,793	35x35
1	61.38	17.59	6.89	85,86	524,33	16.74	96,96	621,29	414,193	40x40
RDC	61.38	17.59	7.86	86,83	611,16	27.90	124,86	736,02	490,680	40x40
e/sol	61.38	17.59	6.68	85,65	696,81	27.90	152,76	849,57	566,380	40x40

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

Les dimensions de la section 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 (35x35)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 35 \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) = 35 \geq 15.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ Poteau (40x40)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq 17.5 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

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 Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux fort est des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (Eviter la rotule plastique).

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

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

3- Vérification au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

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

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier 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 transversale du poteau ($B = b^2$)

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

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

Poteau (35 x 35)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.15 < 50$

Poteau (40 x 40)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.51 < 50$

Poteau RDC (40 x 40)..... $\lambda = 2.42 \times 3.50 / 0.40 = 21.17 < 50$

Conclusion :

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

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

I-L'acrotère

1- Introduction :

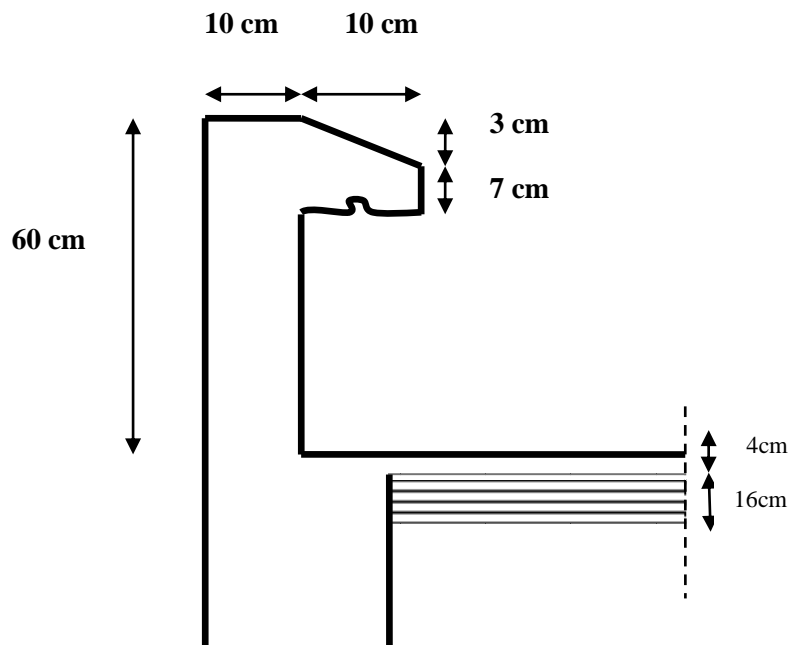
Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être soumis à l'effet des seules charges qui leurs reviennent.

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

2- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé 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.



Coupe verticale de l'acrotère

a- Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

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

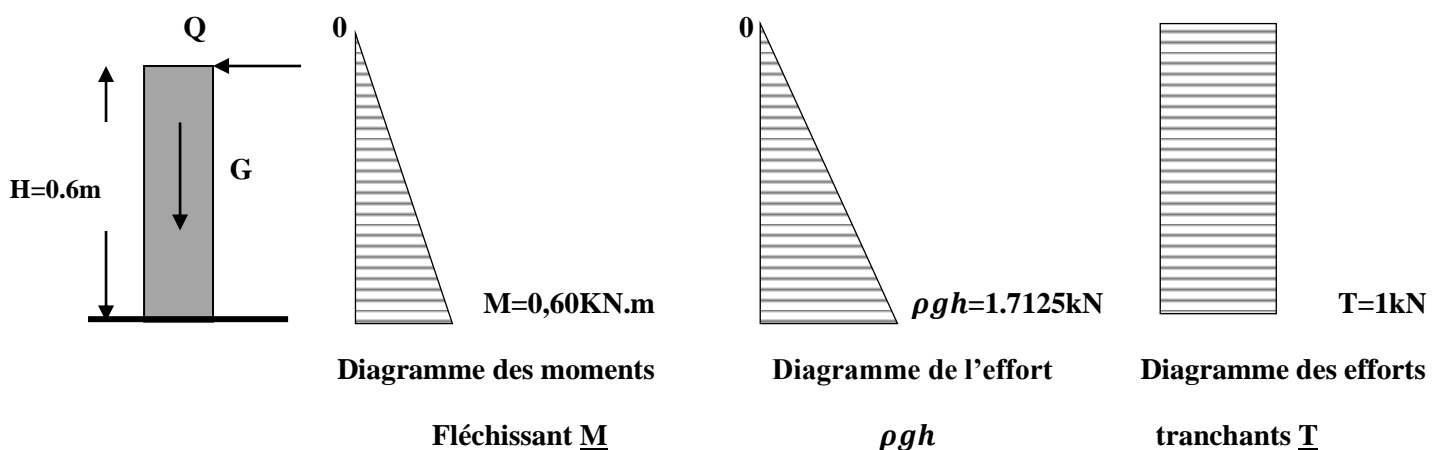
$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation : **Q = 1.00KN/ml.**
- Effort normal dus au poids propre G :

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

- Effort tranchant : **T = Q x 1 = 1.00KN.**
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

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

b- Diagramme des efforts :*Schéma statique de calcul de l'acrotère.*c- 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** : $G + Q$

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

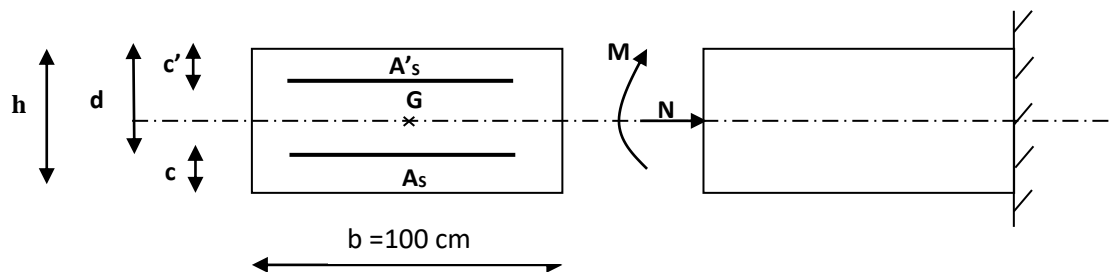
$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

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

3- Ferraillage 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 :

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

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

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

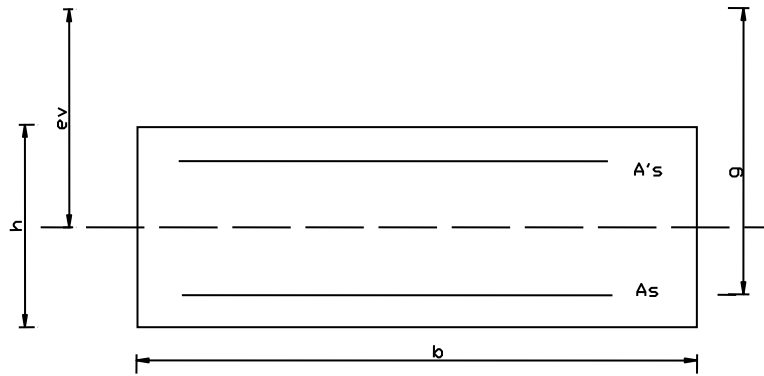
l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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 « **Mf** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



4- Calcul en flexion simple :

a- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

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

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

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

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

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

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

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

b- Armatures fictives (flexion simple) :

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

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

c- Armature réelles (flexion composée) :

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

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

5- Vérifications:

a- Vérification à l'ELU :

a-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 $4HA 8 / ml = 2.01 \text{ cm}^2$ 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 : $A_r = 4 HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de 25 cm².

a-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 :

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

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

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

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

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

a-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 :

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

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

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

$$\text{On a } \tau_{se} = 0.207 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

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

a-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.

b- Vérification à l'ELS :

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

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

$$\text{Les aciers } \begin{cases} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{cases} \quad \eta = 1.6$$

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

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

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 :

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

$$\rho = 0.253$$

$$\beta_1 = 0.920$$

$$K_1 = 47.50$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.02$$

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

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

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

$$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa} ; \quad \text{et} \quad \sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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 $\begin{cases} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \quad A = 0.15$

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 :

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

Condition vérifiée

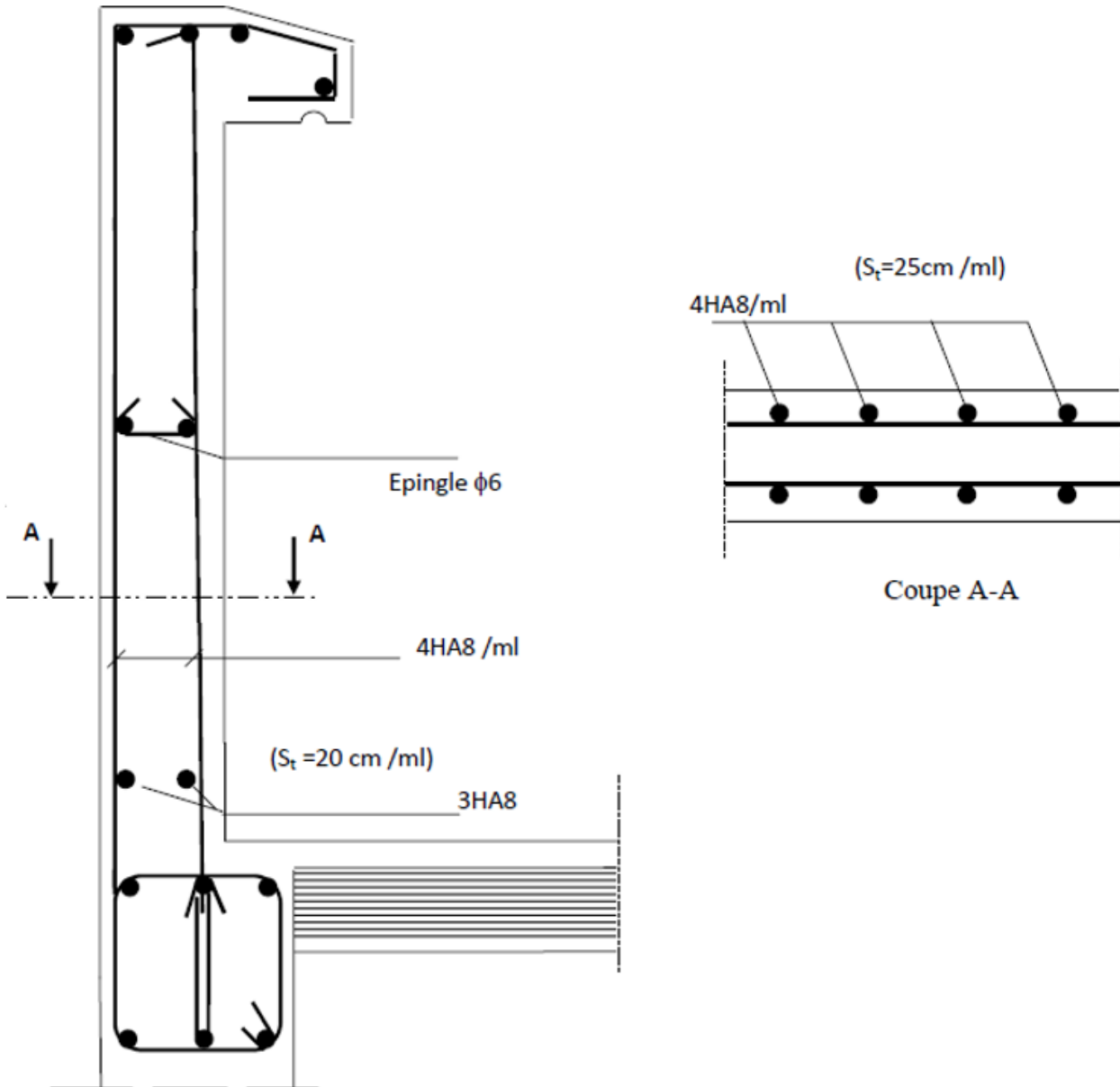
Nota :

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 HA8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de 25 cm.

**Ferrailage de l'acrotère.**

II- Dalles pleines de type console (Balcons ; Porte à faux) :

Les balcons se calculent comme des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « MQ » 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- Balcons

1- Prédimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,50m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.50}{10} = 0.15m \quad \text{Avec L : largeur du balcon.}$$

On adopte **ep = 20cm**

2- Schéma statique de calcul :

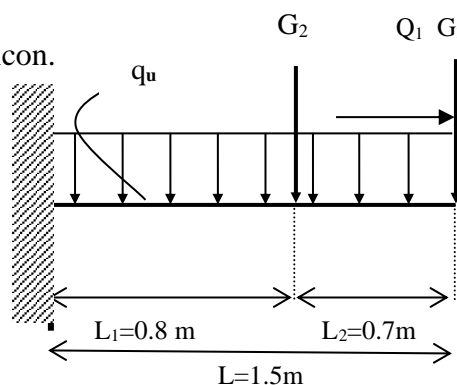
Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

Q_1 : surcharge du garde de corps ;

G_1 : charge permanente de garde de corps ;

G_m : charge permanente du mur extérieur ;



3- Détermination des sollicitations :

Charges permanentes :

- Charge de la dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	20	5.00
5. Mortier de ciment	2	0.20
		Gt = 6.8

- Charge de la maçonnerie (mur extérieur)

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

- Garde de corps :

$G_2 = \text{poids de l'enduit ciment} \times 2 + \text{poids de la brique creus}$

Enduit ciment : $0.44 \times 2 = 0.88 \text{ KN/m}^2$

Maçonnerie : 0.9 KN/ m^2

$$G_2 = 1.78 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

4- Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

a- Combinaisons de charges :

Dalle pleine :

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_{u1} = 1,35(6.8) + 1,5(3,5) = 14.43 \text{ KN/ml}$$

Garde corps :

$$Q_{u2} = 1,35 G_2$$

$$Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1.35 \times 1.78 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

Mur extérieur :

$$Q_{u3} = 1,35 G_m$$

$$Q_{u3} = 1,35 G_m = 1.35 \times 2.36 = 3.19 \text{ KN/ml}$$

Le moment provoqué par la charge Q_U :

$$M_u = -Q_{u1} \frac{L^2}{2} - Q_{u2}xL - Q_{u3}xL_1$$

$$M_u = -\frac{14.43x1,50^2}{2} - 1,5x2,40 - 3.19x0.8 = -22.39KN.m$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

Effort tranchant :

$$V_u = -Q_{u1}xL - Q_{u2} - Q_{u3}$$

$$V_u = -14.43x1,50 - 2.40 - 3.19 = -27.23KN$$

5- Calcul du ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

a- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.39x1000}{150x18^2x14.2} = 0.032cm^2$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.39x1000}{0,984x18x348} = 3.63cm^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement St= 100/5 = 20cm.

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25cm.

6- Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité : (ARTA-42-1/BAEL91)

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23x150x18x \frac{2.1}{400} = 3.26 cm^2$$

Donc : $A_{st} = 5.65\text{cm}^2 > A_{min} = 3.26\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant : (ART- A-5-2-1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15f_{c28} = 3.75 \text{ MPa}; 4\text{MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable».$$

$$\tau_u = \frac{27.23 \cdot 10^3}{1500 \times 180} = 0,10\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,18 \times 1,5}{1,15} = 2113.04\text{KN}$$

$$V_u = 27.23\text{KN} \leq \bar{V}_u = 2113.04\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (ART- 4-2-1 /BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{27.23 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 180,8} = 0.92 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U_i = 4 \times 4.52 \times 1,00 = 18.08 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 0.92\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_{se}} = 35.27\text{cm} > S_t = 20\text{cm} \Rightarrow \text{On prévoit des crochets.}$$

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0,4L_s = 14.11\text{cm}$$

Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

7- Calcul à l'ELS :

- **Combinaison de charge :**

$$Q_{S1} = G_1 + Q_1 = 6.8 + 3,5 = 10.30 \text{KN/ml}$$

$$Q_{S2} = G_2 = 1,78 \text{KN/ml}$$

$$Q_{S3} = G_m = 3,19 \text{KN/ml}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_s = MQ_{s1} + MQ_{s2} + MQ_{s3}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{s2} x L + Q_{s3} x L_1$$

$$M_s = 10.3 \frac{1.5^2}{2} + 1.78 x 1.5 + 3.19 x 0.8$$

$$M_s = 16.81 \text{ KN.m}$$

a- Vérification des contraintes :

- **Acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st} x 100}{b x d} = \frac{5.65 x 100}{150 x 18} = 0,209$$

Calcul β

$$\frac{\beta - 0.927}{0.926 - 0.927} = \frac{0.209 - 0.205}{0.211 - 0.205}$$

$$\beta = 0.926$$

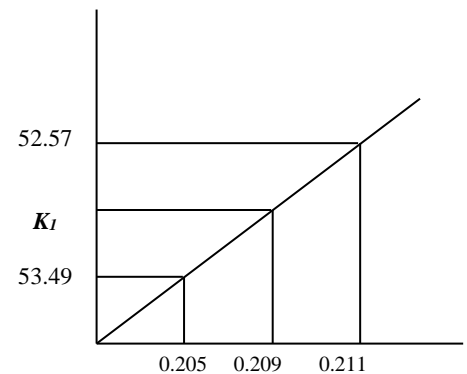
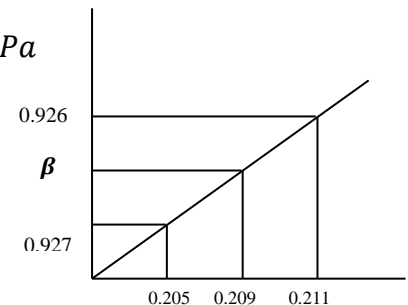
$$\sigma_{st} = \frac{16.81 x 10^3}{0,926 x 18 x 5.65} = 178.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$



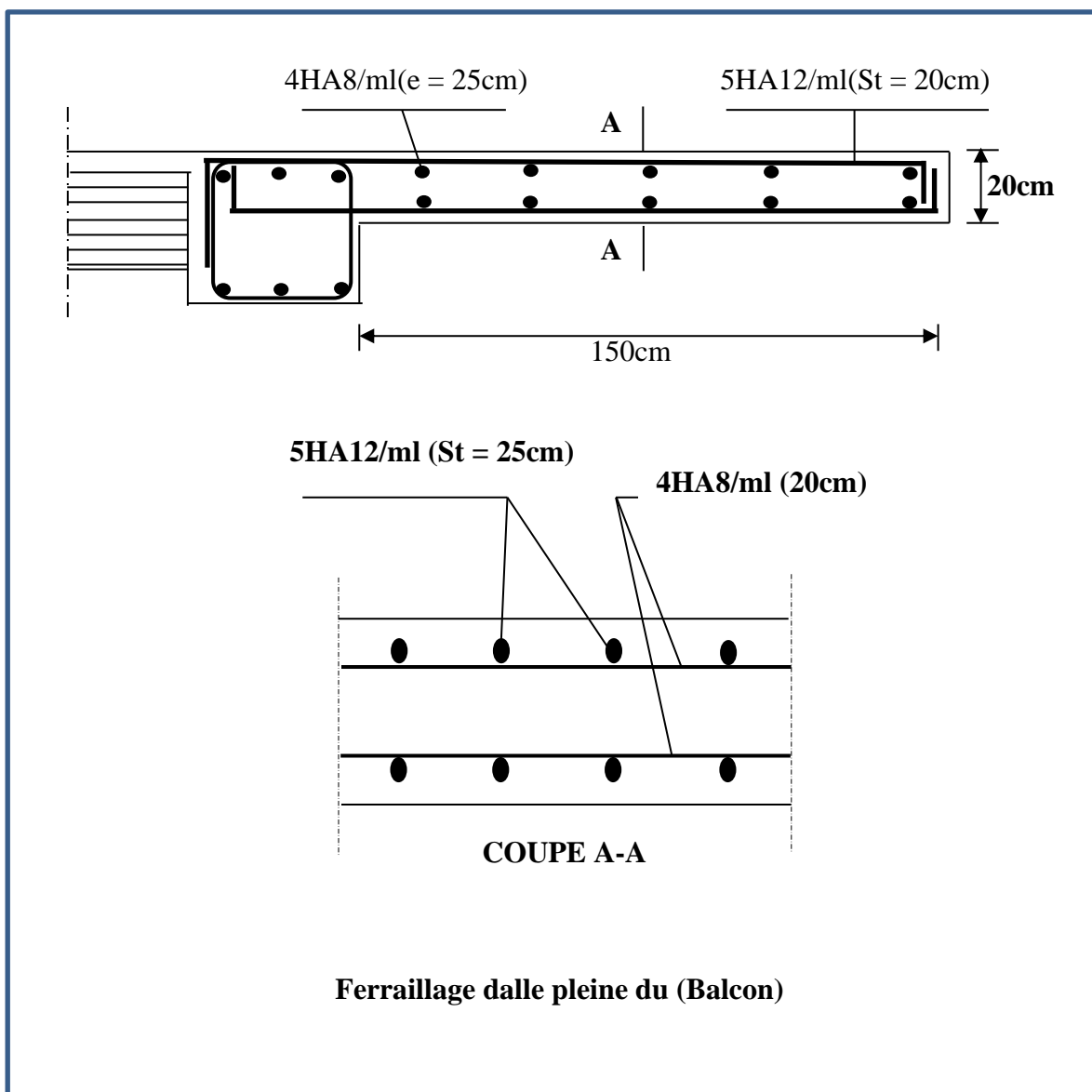
Calcul de K_1 :

$$\frac{K_1 - 53.49}{42.57 - 53.49} = \frac{0.209 - 0.205}{0.211 - 0.205}$$

$$K_1 = 46.206$$

$$\sigma_{bc} = \frac{178.49}{46.206} = 3.88 \text{MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 3.46 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.



B- Porte à faux

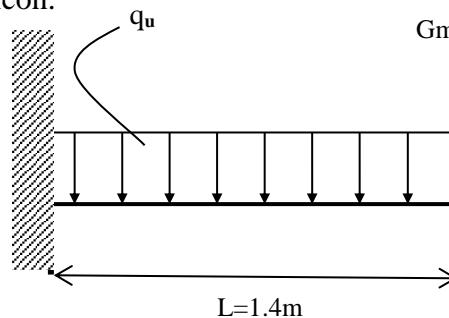
1- Prédimensionnement de la dalle pleine : Type 2

Largeur : 1,40m

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{1,40}{10} = 0,14m \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

On adopte $e_p = 15\text{cm}$

2- Schéma statique de calcul :



Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

G_m : charge permanente du mur extérieur ;

Charge d'exploitation étage courant : $Q = 1,5 \text{ KN/m}$

3- Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

a- Combinaisons de charges :

Dalle pleine :

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_{u1} = 1,35(6,8) + 1,5(1,5) = 11,43 \text{ KN/ml}$$

Mur extérieur :

$$Q_{um} = 1,35 G_m$$

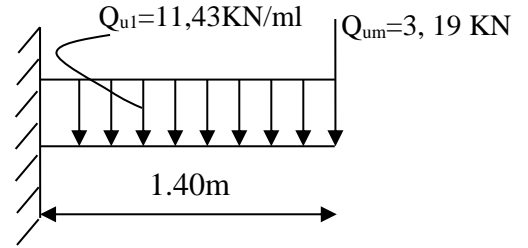
$$Q_{um} = 1,35 G_m = 1,35 \times 2,36 = 3,19 \text{ KN/ml}$$

Le moment provoqué par la charge Q_u :

$$M_u = -Q_{u1} \frac{L^2}{2} - Q_{um} x L$$

$$M_u = -\frac{11,43 \times 1,40^2}{2} - 3,19 \times 1,40 = -15,67 \text{ KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.



Effort tranchant :

$$V_u = -Q_{u1}xL - Q_{u2}$$

$$V_u = -11.43 \times 1.40 - 3.19 = -19.19 \text{ KN}$$

4- Calcul du ferrailage :

a- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.67 \times 1000}{140 \times 13^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_b = 0.046 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.046 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.67 \times 1000}{0.976 \times 13 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **St = 100/5 = 20cm.**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

5- Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité : (ART-A-4-2-1/BAEL91)

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 140 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 2.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant : (ART-A-5-2-1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0.15f_{c28} = 3.75 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} \quad \ll \text{Fissuration préjudiciable} \gg.$$

$$\tau_u = \frac{19.19 \cdot 10^3}{1400 \times 130} = 0.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1,4}{1,15} = 1424,35 \text{ KN}$$

$$V_u = 19,19 \text{ KN} \ll \bar{V}_u = 1424,35 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{19,19 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 226} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 4 \times 5,65 \times 1,00 = 22,6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0,73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_{se}} = 35,27 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prévoit des crochets.}$$

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0,4L_s = 14,11 \text{ cm}$$

Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6- Calcul à l'ELS :a- Combinaison de charge :

$$Q_{s1} = G + Q = 6,8 + 1,5 = 8,3 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sm} = G_m = 2,36 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments :

$$M_s = M_{Qs1} + M_{Qsm}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{sm} x L$$

$$M_s = 8.3 \frac{1.4^2}{2} + 2.36 x 1.4$$

$$M_s = 11.44 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

• **Acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = \mathbf{201,63 MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st} x 100}{b x d} = \frac{5.65 x 100}{140 x 13} = 0,310 \Rightarrow \beta = 0.913 \Rightarrow K_1 = 42.47$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.44 x 10^3}{0,913 x 13 x 5.65} = \mathbf{170.59 MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

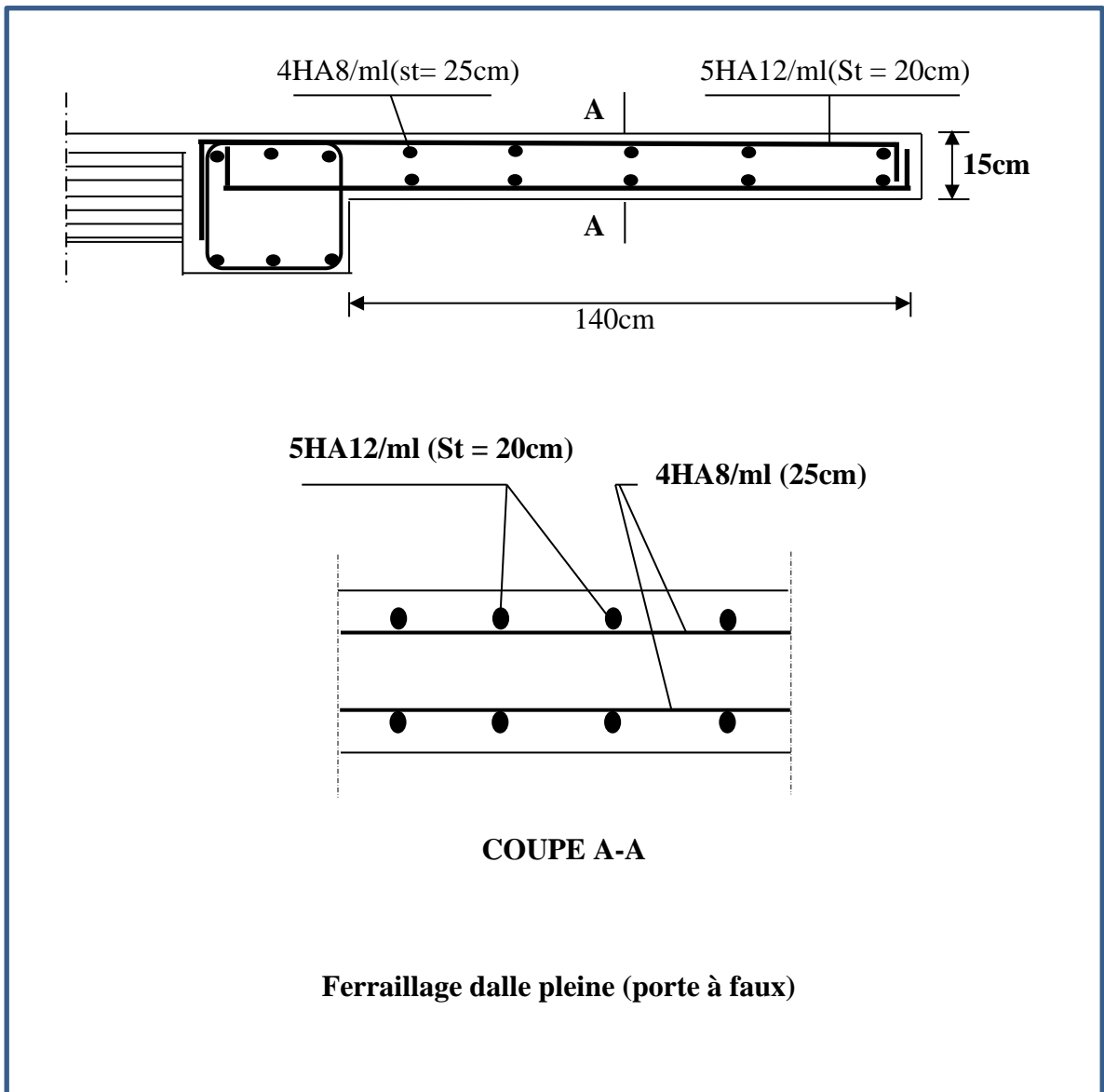
• **Béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = \mathbf{15 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{170.59}{46.47} = \mathbf{3.67 MPa}$$

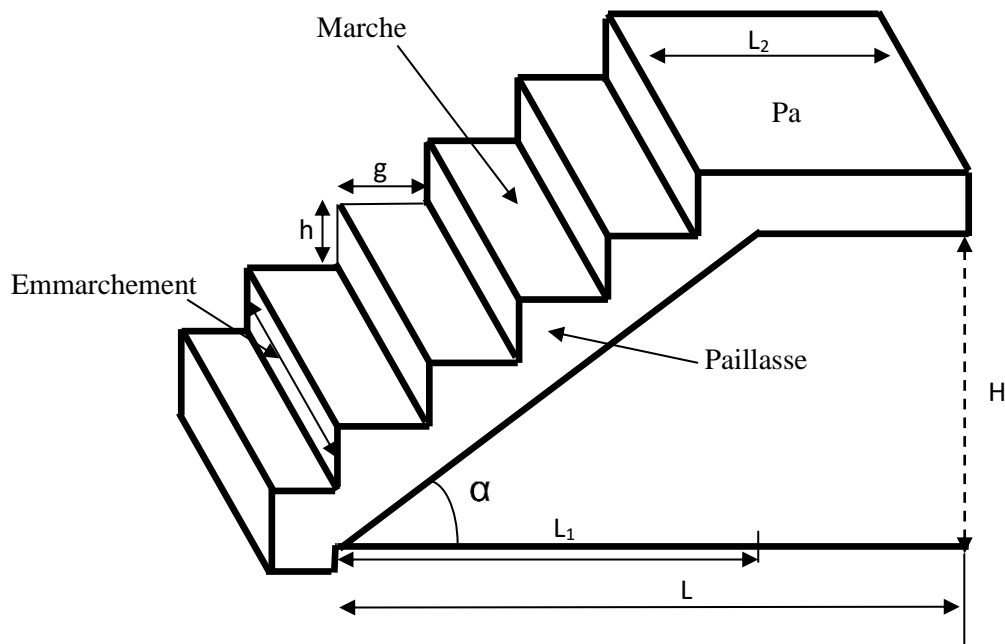
$$\underline{\text{D'où}} : \sigma_{bc} = 3.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



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



Terminologie de l'escalier

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type :

- Entre sol : escalier à deux volées identiques et un palier de repos
- RDC : escalier à trois volées et deux paliers.
- Etage courant : escalier à deux volées identiques et un palier de repos

1- Calcul de l'escalier du RDC :

a- Prédimensionnement :

La hauteur du RDC est $H = 3.50$ m, qui est à usage service ; elle comporte trois volets 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'embranchement

doit être ≥ 120 cm, la profondeur du palier

de repos est $L_2 \geq 110$ cm ou $L_2 \geq 3g$.

On prend : $h = 17.5$ cm d'où $n = 20$

On les divise en trois volées, deux identiques

Avec $n = 9$ et $n = 2$ pour la troisième volée.

✓ Les deux volées :

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

✓ La troisième:

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{30}{2-1} = 30 \text{ cm}$$

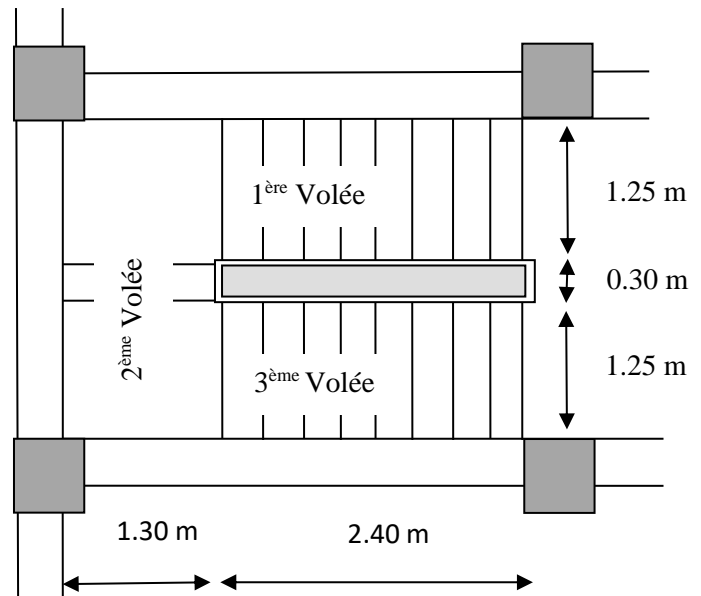
• Vérification de la relation de Blondel :

✓ Les deux volées :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17.5) \leq 66 \Rightarrow 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La troisième :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17.5) \leq 66 \Rightarrow 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



b- Prédimensionnement 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 :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

L' : Longueur en plan de la volée

L_0 : longueur des paliers et de la paillasse

$$H = n \times h = 157.5 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{17.5}{30} = \frac{157.5}{270} = 0,583 \Rightarrow \alpha = 30,26^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{270}{0.864} = 312.59 \text{ cm}$$

$$L_0 = \frac{270}{\cos \alpha} + 130 = \frac{270}{0.864} + 130 = 442.59$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow 17.218 \leq e \leq 25.827 \text{ cm}$$

$$\frac{442.59}{30} \leq e \leq \frac{442.59}{20} \Rightarrow 14.75 \leq e \leq 22.13 \text{ cm}$$

On opte pour $e = 20[\text{cm}]$.

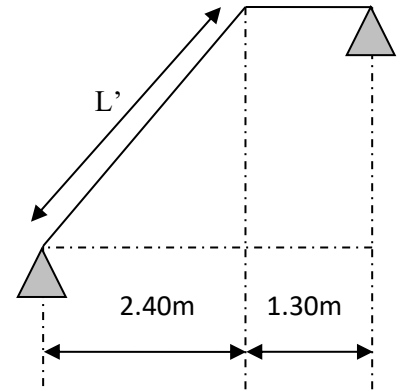
b-1- Détermination des charges et des surcharges :

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.

• Charges et surcharges :

✓ La volée :

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Paillasse	(25 x 0.2) / 0.864 = 5.79
Marche	(25 x 0.175) / 2 = 2.19
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 = 9.75 KN / m²



✓ Le palier :

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre (KN / m²)</i>
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
 $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$.

• Combinaisons de charges :

✓ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée 1 : $q_{u1} (\text{vol } 1) = (1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5) = 16.91 \text{ KN / m}$

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 : $q_{s1} = (9.75 + 2.5) = 12.25 \text{ KN / m}$

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

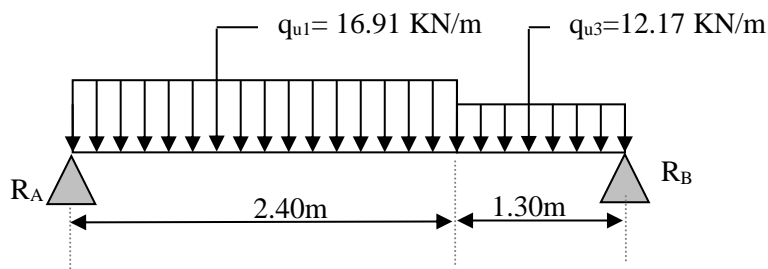
c- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :c-1- Calcul de la 1^{ère} volée :

Schéma statique

• Réaction d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow 2.40q_{u1} + 1.30q_{u3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 16.91 + 1.30 \times 12.17 = 56.41 \text{ KN/ml.}$$

$$R_A + R_B = 56.41 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + q_{u3} \times 1.30 \times \left(2.24 + \frac{1.3}{2}\right)$$

$$R_B \times 3.7 = 16.91 \times 2.4(1.20) + 12.17 \times 1.30(2.4 + 0.65)$$

$$R_B = \frac{48.5+48.25}{3.7} = \frac{96.75}{3.7} = 26.15 \text{ KN.}$$

$$R_A = 56.41 - 26.15 = 30.26 \text{ KN}$$

$$R_A = 30.26 \text{ KN}$$

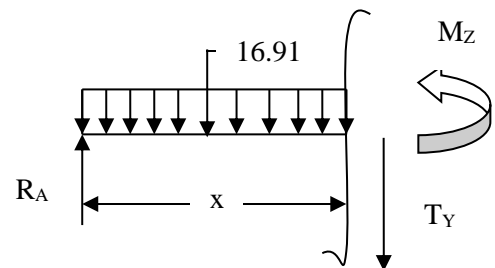
• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$

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

$$T(x) = 30.26 - 16.91 x$$

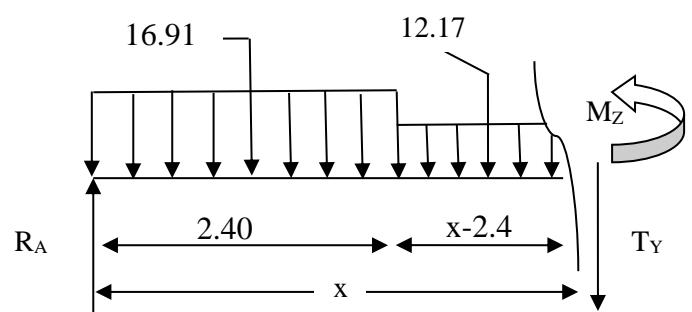
$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 30.26 \text{ KN} \\ T(x=2.4) = 30.26 - 40.58 = -10.32 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 30.26x - \frac{16.91}{2} x^2$$

$$M(x) = 30.26 x - 8.45 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=2.4) = 23.92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



2^{ieme} tronçon : $2.40 \leq x \leq 3.7$

$$T(x) = R_A - q_{u1} (2.40) - q_{u3} (x-2.4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=2.40) = 30.26 - 16.91 \times 2.4 = -10.32 \text{ KN} \\ T(x=3.7) = 30.26 - 16.91 \times 2.40 - 12.17(3.7 - 2.40) = -26.14 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2.4 \times (x - 1.2) - q_{u3} \left(\frac{(x-2.40)^2}{2}\right).$$

$$M(x) = 30.26x - 16.91 \times 2.40(x - 1.2) - 12.17 \left(\frac{(x-2.40)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=2.40) = 30.26(2.40) - 16.91 \times 2.40(2.40 - 1.2) = 23.92 \text{ KN.m} \\ M(x=3.70) = 30.26(3.70) - 16.91 \times 2.40(3.70 - 1.2) - 12.17 \left(\frac{(3.70-2.40)^2}{2} \right) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment max :**

$$T_Y = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{30.26}{16.91} = 1.79 \text{ m}$$

$$x = 1.79 \text{ m}, \quad 1.79 \in [0; 2.40].$$

On a :

$$\text{Pour } x = 1.79 \text{ m} : T_y = 0 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_A \cdot 1.79 - q_{u1} \frac{1.79^2}{2} = 30.26 \times 1.79 - \frac{16.91}{2} \times 1.79^2$$

$$M^{\max}(1.79) = 27.07 \text{ KN.m}$$

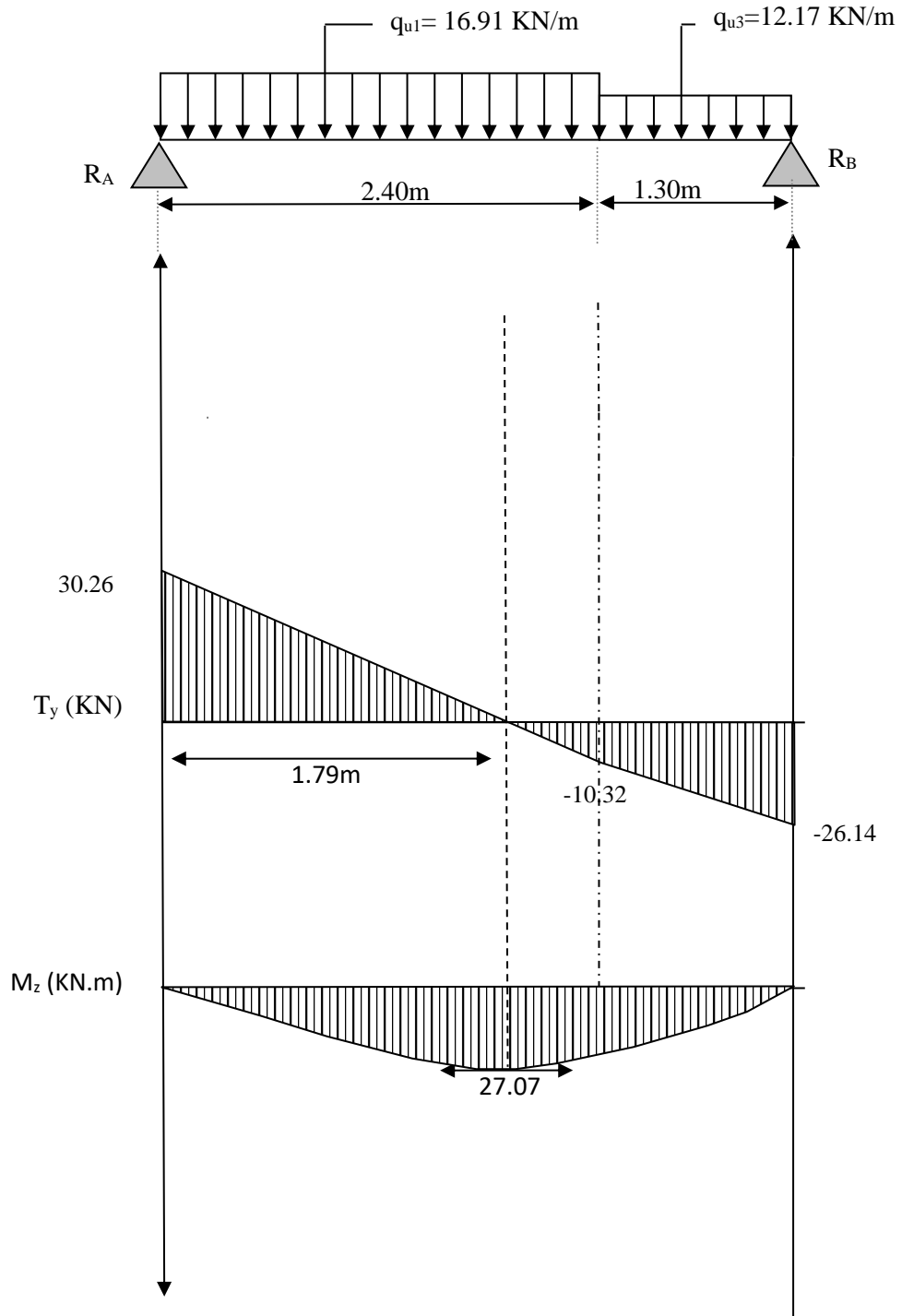


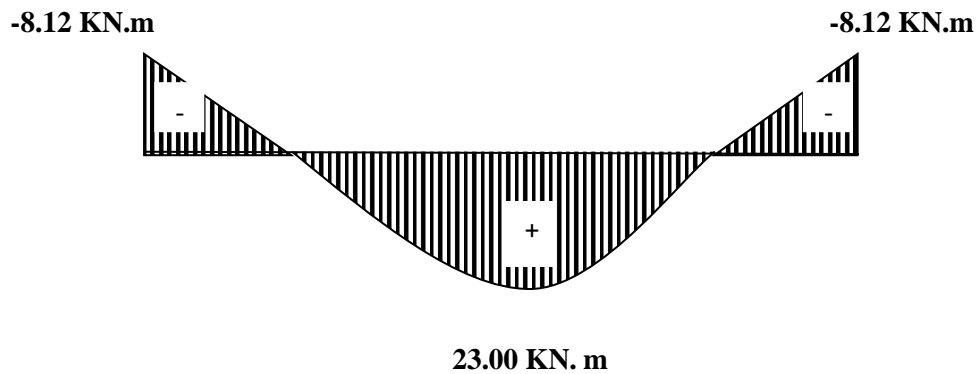
DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES A L'ELU

Remarque :

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

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (27.07) = -8.12 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (27.07) = 23.00 \text{ KN.m}$



***Diagramme des moments fléchissant (ELU)
En tenant compte de l'encastrement partiel.***

d- **Calcul du ferrailage :**

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

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$

✓ **Aux appuis :**

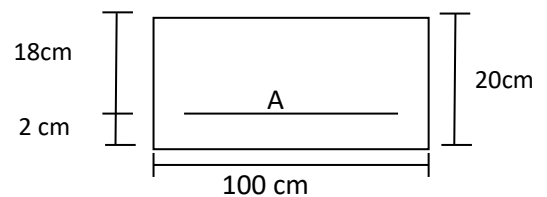
$M_u = -8.12 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.12 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.018$$

$\mu_b = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \longrightarrow \quad \text{Tableau } \beta = 0.991$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{8.12 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 1.31 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.



○ 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 :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{23 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.050 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.050 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{23.10^3}{0.974 \times 18 \times 348} = 3.77 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 4HA12 = 5.52 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**.

○ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.52}{4} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH10 = 3.14 cm²** ; Avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

e- Vérification :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 5.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e-2- Espacement des barres :

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

• Armatures principales :

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

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

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

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **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

e-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 30.26 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{30.26}{0.9 \times 18 \times 15.07} = 0.124 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.124 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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.

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

$$\tau_{su} = 0.124 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$L_s = \frac{\phi_{\text{travée}} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

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**

$$0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92$$

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

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

$$\tau_u = \frac{30.26 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.168 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**
(BAEL 91 ArtA.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

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

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

$$a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1\,081\,350 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 30.26 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

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

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.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(30.26 \times 10^3 - \frac{8.12 \times 10^3 \times 10^3}{162} \right)$$

$$A_a \geq -0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > -0.57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

f- Calcul à l'ELS :

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

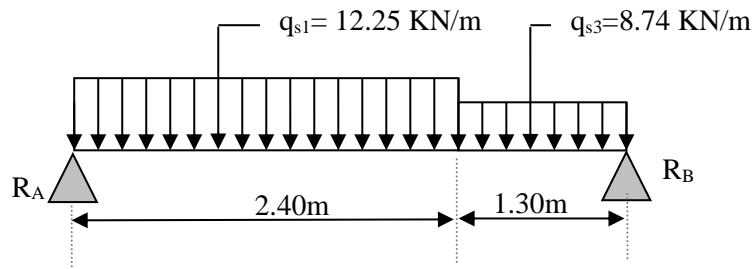


Schéma statique

• Réaction d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow 2.40q_{s1} + 1.30q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 12.25 + 1.30 \times 8.74 = 40.76 \text{ KN/ml.}$$

$$R_A + R_B = 40.76 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s1} \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + q_{s3} \times 1.30 \times \left(2.24 + \frac{1.3}{2}\right)$$

$$R_B \times 3.7 = 12.25 \times 2.4(1.20) + 8.74 \times 1.30(2.4 + 0.65)$$

$$R_B = \frac{35.28 + 34.65}{3.7} = \frac{69.93}{3.7} = 18.90 \text{ KN.}$$

$$R_A = 40.76 - 18.90 = 21.86 \text{ KN}$$

$$R_A = 21.86 \text{ KN}$$

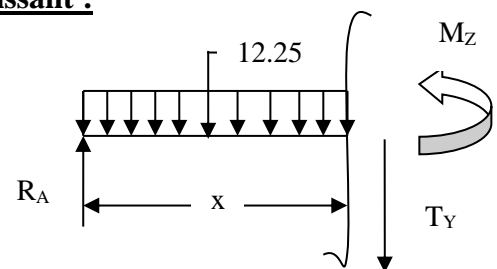
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x$$

$$T(x) = 21.86 - 12.25 x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 21.86 \text{ KN} \\ T(x=2.4) = 21.86 - 29.40 = -7.54 \text{ KN.} \end{cases}$$



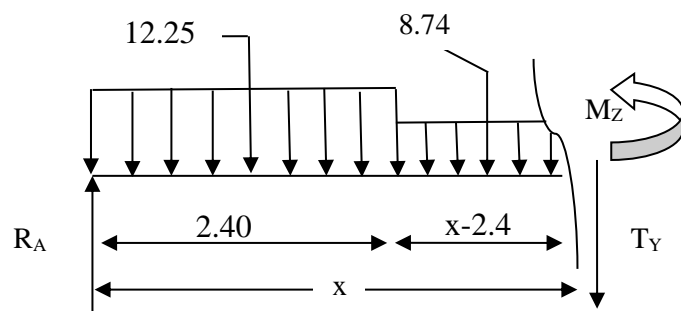
$$M(x) = R_A x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 21.86x - \frac{12.25}{2}x^2$$

$$M(x) = 21.86x - 6.125x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=2.4) = 17.18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ieme} tronçon : $2.40 \leq x \leq 3.7$

$$T(x) = R_A - q_{s1}(2.40) - q_{s3}(x-2.4)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=2.40) = 21.86 - 12.25 \times 2.4 = -7.54 \text{ KN} \\ T(x=3.7) = 21.86 - 12.25 \times 2.40 - 8.74(3.7 - 2.40) = -18.90 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{s1} \times 2.4 \times (x - 1.2) - q_{s3} \left(\frac{(x-2.40)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 21.86x - 12.25 \times 2.40(x - 1.2) - 8.74 \left(\frac{(x-2.40)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=2.40) = 21.86(2.40) - 12.25 \times 2.40(2.40 - 1.2) = 17.18 \text{ KN.m} \\ M(x=3.70) = 21.86(3.70) - 12.25 \times 2.40(3.70 - 1.2) - 8.75 \left(\frac{(3.70-2.40)^2}{2} \right) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

$$T_Y = 0 \Rightarrow R_A - q_{s1} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s1} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s1}} = \frac{21.86}{12.25} = 1.79 \text{ m}$$

$$x = 1.79 \text{ m}, \quad 1.79 \in [0; 2.40].$$

On a :

$$\text{pour } x = 1.79 \text{ m} : T_Y = 0 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_A 1.79 - q_{s1} \frac{1.79^2}{2} = 21.86 \times 1.79 - \frac{12.25}{2} \times 1.79^2$$

$$M^{\max}(1.79) = 19.50 \text{ KN.m}$$

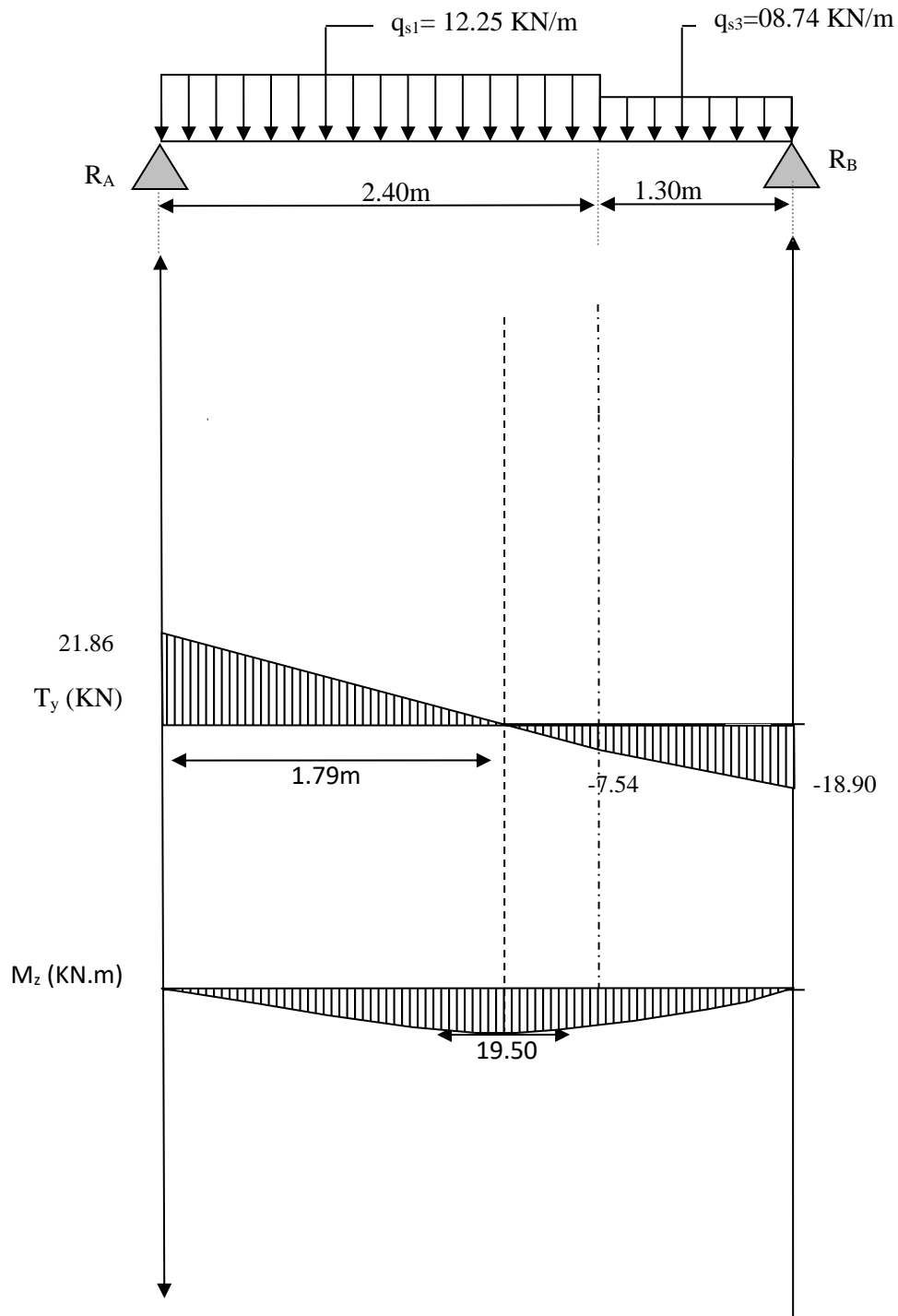


DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES A L'ELS

Remarque :

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

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (19.50) = -5.85 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (19.50) = 16.58 \text{ KN.m}$

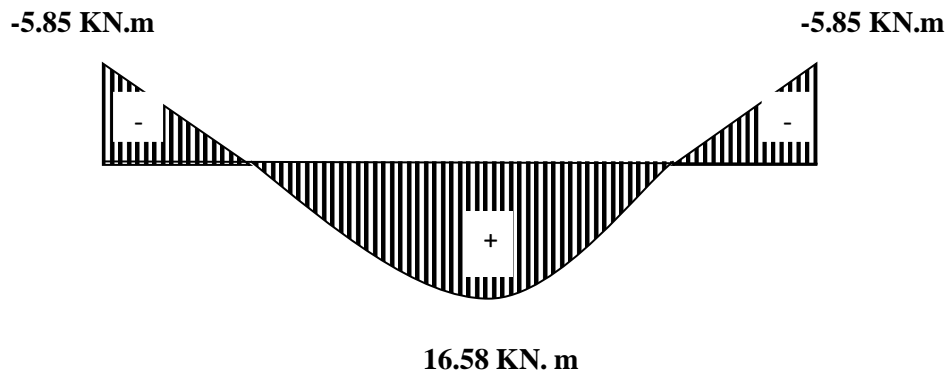


Diagramme des moments fléchissant (ELS)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

g- Vérfications à l'ELS :

g-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** :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0,142$$

$$\rho_1 = 0,142 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,938 \\ K_1 = 65.64 \\ K = 0.015 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{5.85 \times 10^3}{2.51 \times 0,938 \times 18} = 138.04 \text{ [MPa].}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,015 \times 138.04 = 2.07 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée** :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.52}{100 \times 18} = 0,307 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.913 \\ K = \frac{1}{42.47} = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{16.58 \times 10^3}{5.52 \times 0,913 \times 18} = 182.77 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 182.77 = 4.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.20 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g-2- Etat limite d'ouverture des fissurations :

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

g-3- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{17.5}{370} = 0.0473 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$;
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$;

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

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

Avec :

$$q_S = \max(q_{S1}; q_{S3}) = \max(12,25 ; 8,74) = 12.25 \text{ KN/mL}$$

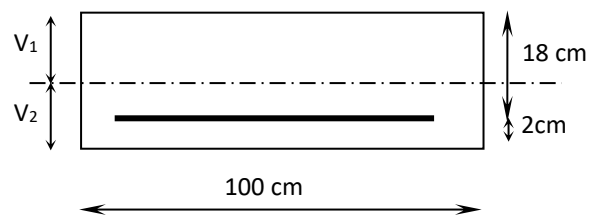
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10\,818,86 \text{ MPa}; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

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

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



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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 5.52 \times 18) = 17\,690.4 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.52) = 2\,082.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$V_1 = \frac{17\,690.4}{2\,082.8} = \mathbf{8.49 \text{ cm}};$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 8.49 = \mathbf{11.51 \text{ cm}}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.49)^3 + (11.51^3)) + 15 \times 5.52 \times (11.51 - 2)^2$$

$$I = 78\,715.31 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.25 \times 10^3 \times (3.70)^4}{10\,818.86 \times 10^6 \times 78\,715.31 \times 10^{-8}} = 0.0035 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.70}{500} = 0.0074 \text{ m}$$

$$f = 0.0035 \text{ m} < \bar{f} = 0.0074 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- Calcul de l'escalier RDC (2^{ème} volée)

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

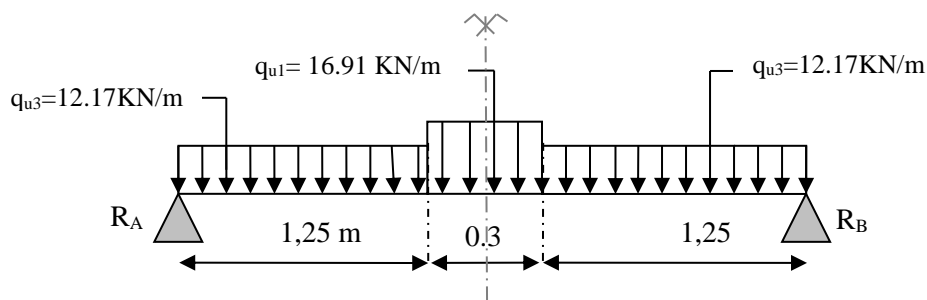


Schéma statique

- Réaction d'appuis :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow 1.25q_{u3} + 0.3q_{u1} + 1.25q_{u3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.25 \times 12.17 + 0.3 \times 16.91 + 1.25 \times 12.17 = 35.498 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + q_{u1} \times 0.3 \times \left(1.25 + \frac{0.3}{2}\right) + q_{u3} \times 1.25 \times (1.25 + 0.3 + 0.625)$$

$$R_B \times 2.8 = 12.17 \times 1.25 \times 0.625 + 16.91 \times 0.3(1.25 + 0.15) + 12.17 \times 1.25(1.25 + 0.3 + 0.625)$$

$$R_B = \frac{9.51 + 7.10 + 33.09}{2.8} = \frac{49.7}{2.8} = 17.75 \text{ KN.}$$

$$R_A = 35.498 - 17.75 = 17.75 \text{ KN}$$

$$R_A = 17.75 \text{ KN}$$

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

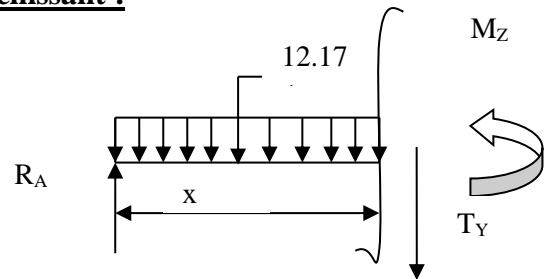
➤ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.25$

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

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 17.75 \\ T(x=1.25) = 17.75 - 12.17 \times 1.25 = 2.54 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 17.75x - \frac{12.17}{2} x^2.$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.25) = 21.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ **2^{ème} tronçon :** $1.25 \leq x \leq 1.55$

$$T(x) = R_A - q_{u3}(1.25) - q_{u1}(x-1.25)$$

$$\begin{cases} T(x=1.25) = 2.54 \text{ KN} \\ T(x=1.55) = -2.54 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u3} \times 1.25 - q_{u1}(x-1.25) = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u3} \times 1.25 + q_{u1} \times 1.25}{q_{u1}} = 1.40 \text{ m}$$

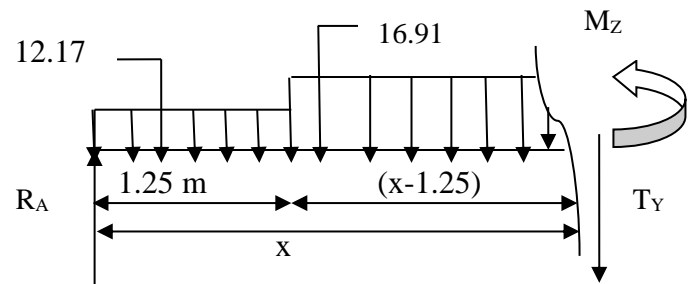
$$x = 1.40 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 1.55]$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M(x=1.25) = 12.68 \text{ KN.m} \\ M(x=1.55) = 12.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment max :**

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u3} \times 1.25 + q_{u1} \times 1.25}{q_{u1}} = 1.40 \text{ m}$$



$x = 1.40 \text{ m}$; $x \in [1.25, 1.55]$.

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right).$$

On a pour : $x = 1.40 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M(x = 1.40) = 12.87 \text{ KN.m}$$

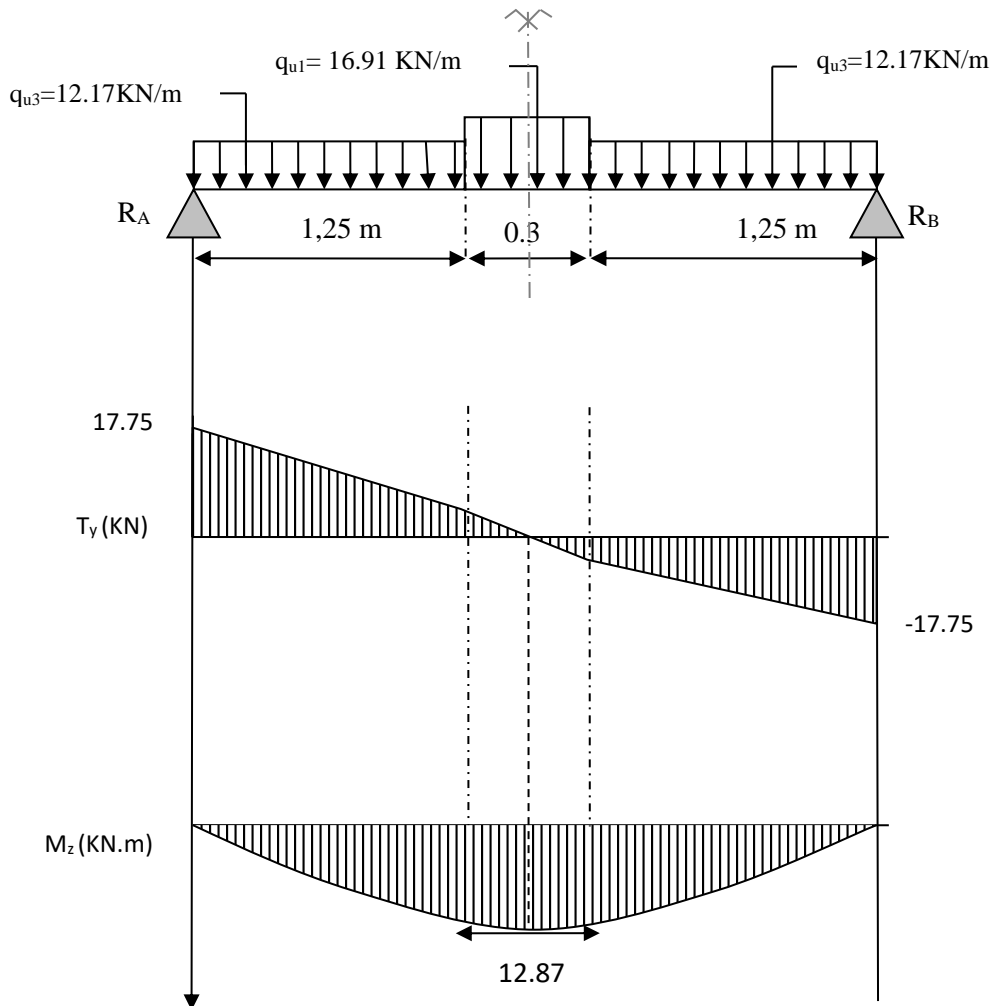


DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

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

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (12.87) = -3.86 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (12.87) = 10.94 \text{ KN.m}$

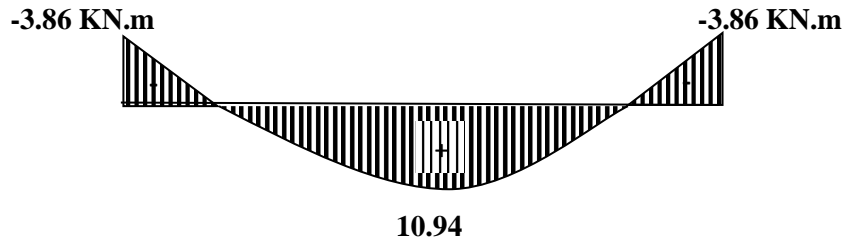


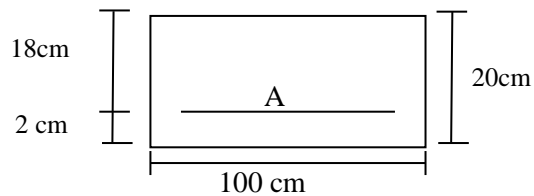
Diagramme des moments fléchissant (ELU)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

b- Calcul du ferrailage :

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

$B = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$



• Aux appuis:

$M_u = - 3.86 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.86 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.008$$

$\mu_b = 0.008 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.996$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{7.04 \times 10^3}{0.996 \times 18 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 1.13 \text{ cm}^2$ on opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**.

○ Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.94 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_e = 0.388 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_u = 0.024 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.988$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{19.95 \cdot 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 4HA 10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH8 = 2.01 cm²**. Avec un espacement de **S_t = 25 cm**

- c- **Vérification :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c-2-Espacement des barres :

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

- **Armatures principales :**

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

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

- **Armatures de répartition :**

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

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

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

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

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

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec :

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

V_u : effort tranchant est égale à 17.75 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.0 = 12.56$ cm.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{17.75}{0.9 \times 18 \times 12.56} = 0.087 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.087 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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.

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

$$\tau_{su} = 0.087 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

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** .

$$0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{17.75 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.099 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.099 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c-4-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

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

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d (a = 0.9×180 = 162 mm)

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1\,081\,350 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 17.75 \text{ KN} < 1\,081.35 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur les aciers :** (formulaire BA page 268)

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

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.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(17.75 \times 10^3 - \frac{10.94 \times 10^3 \times 10^3}{162} \right)$$

$$A_a \geq -1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > -1.43 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

d- **Vérification à l'ELS :**

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

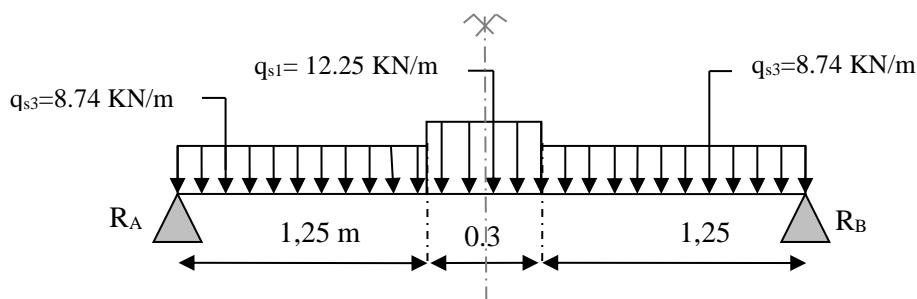


Schéma statique

• **Réaction d'appuis :**

$$\frac{\sum F}{y} = 0 \Rightarrow 1.25q_{s3} + 0.3q_{s1} + 1.25q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.25 \times 8.74 + 0.3 \times 12.25 + 1.25 \times 8.74 = 25.525 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s3} \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + q_{s1} \times 0.3 \times \left(1.25 + \frac{0.3}{2}\right) + q_{s3} \times 1.25 \times (1.25 + 0.3 + 0.625)$$

$$R_B \times 2.8 = 8.74 \times 1.25 \times 0.625 + 12.25 \times 0.3(1.25 + 0.15) + 8.74 \times 1.25(1.25 + 0.3 + 0.625)$$

$$R_B = 12.77 \text{ KN.}$$

$$R_A = 25.525 - 12.77 = 12.77 \text{ KN}$$

$$R_A = 12.77 \text{ KN}$$

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

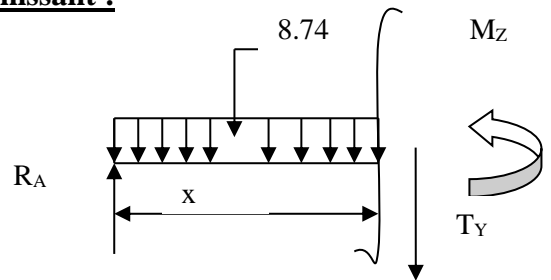
➤ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.25$

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

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 12.77 \\ T(x=1.25) = 12.77 - 8.74 \times 1.25 = 1.85 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 12.77x - \frac{8.74}{2} x^2.$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.25) = 9.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ **2^{ème} tronçon :** $1.25 \leq x \leq 1.55$

$$T(x) = R_A - q_{s3}(1.25) - q_{s1}(x-1.25)$$

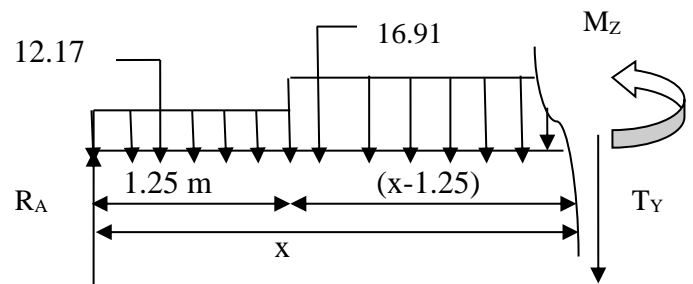
$$\begin{cases} T(x=1.25) = 1.85 \text{ KN} \\ T(x=1.55) = -1.85 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s3} \times 1.25 - q_{s1}(x-1.25) = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s3} \times 1.25 + q_{s1} \times 1.25}{q_{s1}} = 1.40 \text{ m}$$

$$x = 1.40 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 1.55]$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{s1} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.25) = 9.13 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.55) = 9.13 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul du moment max :**

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s3} \times 1.25 + q_{u1} \times 1.25}{q_{u1}} = 1.40 \text{ m}$$

$$x = 1.40 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 1.55].$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{s1} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right).$$

On a pour : $x = 1.40 \text{ m} : T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M(x = 1.40) = 9.27 \text{ KN.m}$$

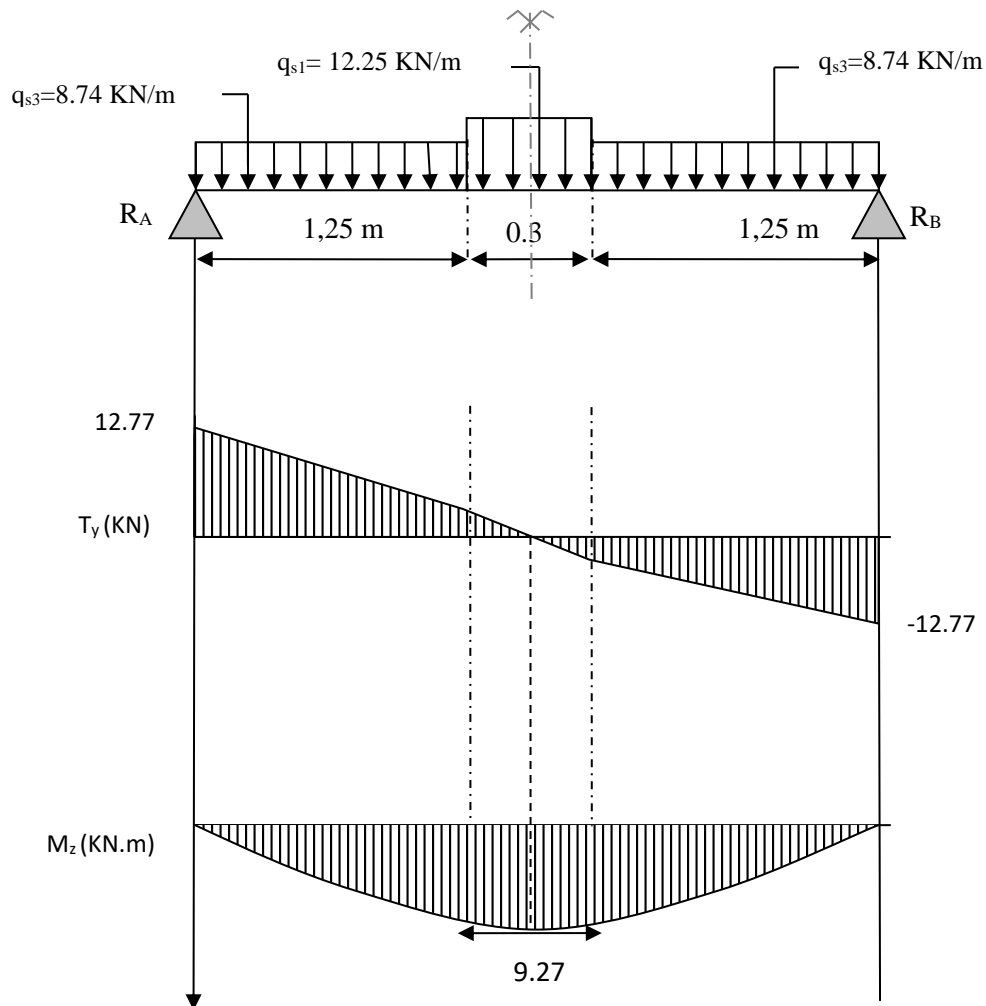


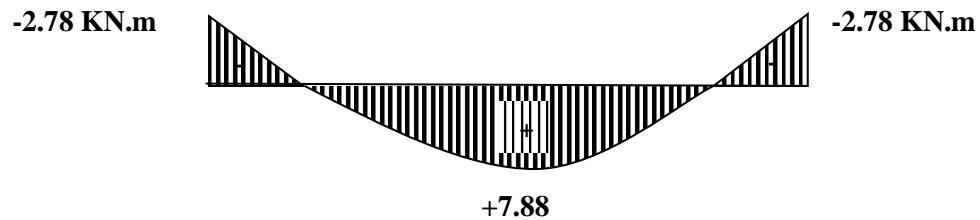
DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

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

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (9.27) = -2.78 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (9.27) = 7.88 \text{ KN.m}$



***Diagramme des moments fléchissant (ELS)
En tenant compte de l'encastrement partiel.***

d-2- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ K_1 = 58.53 \\ K = 0.017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{2.78 \times 10^3}{3.14 \times 0,932 \times 18} = 52.77 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,017 \times 52.77 = 0.90 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0.932 \\ K = \frac{1}{58.53} = 0,017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{7.88 \times 10^3}{3.14 \times 0,932 \times 18} = 149.59 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,017 \times 149,59 = 2,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,54 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d-3- Etat limite d'ouverture des fissurations :

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

d-4 Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \frac{20}{280} = 0,071 \geq 0,0625$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7,88}{10 \times 9,27} = 0,085 \Rightarrow 0,071 \leq 0,085$ Condition non vérifiée
- $A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$

La deuxième condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'au moins une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

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

Avec :

$$q_S = \max(q_S^1; q_S^2) = \max(12,25; 8,74) = 12,25 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10\,818,86 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

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

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

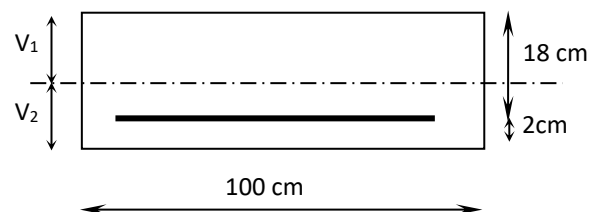
$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 3,14 \times 18) = 17\,047,8 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 3,14) = 2\,047,1 \text{ cm}^2$$



$$\Rightarrow V_1 = \frac{17\,047.8}{2047.1} = 8.32\text{cm}; V_2 = h - V_1 = 20 - 8.32 = 11.68\text{cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.32)^3 + (11.68^3)) + 15 \times 3.14 \times (11.68 - 2)^2$$

$$I = 76\,724.8\text{cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.25 \times 10^3 \times (2.80)^4}{10\,818.86 \times 10^6 \times 76\,724.8 \times 10^{-8}} = 0.001\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{2.80}{500} = 0.0056\text{m}$$

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

3-Calcul de la poutre palière

a- Prédimensionnement :

- Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.67 \leq h \leq 28$$

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

Soit : $h = 30\text{ cm}$

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

- Largeur :

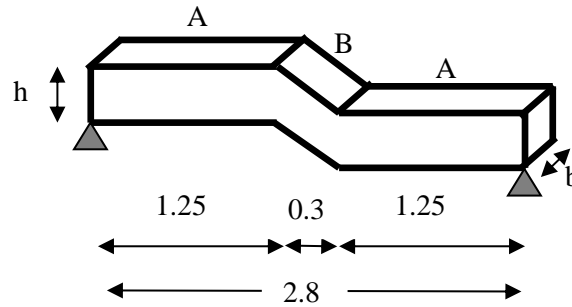
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 21$$

$$\text{selon le RPA 99 (modifié 2003)} \Rightarrow \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On opte pour $b = 25\text{ cm}$ avec : b : largeur de la poutre.

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



- **Charges revenant à la poutre :**

- ✓ Poids propre de la poutre + Charge de la moitié du mur extérieur :
 (partie A) = $(0,30 \times 0,25 \times 25) + (1,40 \times 2,36) = 5,18 \text{ KN/ml}$
 (partie B) = $\frac{(0,25 \times 0,30 \times 25) + (1,40 \times 2,36)}{\cos 49,40^\circ} = 7,96 \text{ KN/ml}$
- ✓ Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u = 17,75 \text{ KN}$
ELS : $T_s = 12,77 \text{ KN}$

- **Combinaisons de charges :**

ELU:

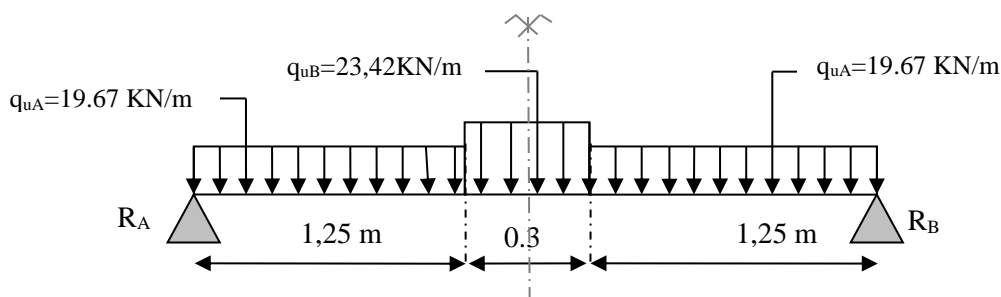
$$q_{uA} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(5,18) + \frac{2(17,75)}{2,8} = 19,67 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uB} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(7,96) + \frac{2(17,75)}{2,8} = 23,42 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{sA} = G + \frac{2T_s}{L} = (5,18) + \frac{2(12,77)}{2,8} = 14,30 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sB} = G + \frac{2T_s}{L} = (7,96) + \frac{2(12,77)}{2,8} = 17,08 \text{ KN/ml}$$



b- **Calcul des efforts internes :**

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A + R_B = 56,20 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 28,10 \text{ KN}$$

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

- **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.25$

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

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 28.10 \\ T(x=1.25) = 28.10 - 19.67 \times 1.25 = 3.51 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 28.10x - \frac{19.67}{2} x^2.$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.25) = 19.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **2^{ème} tronçon** : $1.25 \leq x \leq 1.55$

$$T(x) = R_A - q_{uA} (1.25) - q_{uB} (x-1.25)$$

$$\begin{cases} T(x=1.25) = 3.51 \text{ KN} \\ T(x=1.55) = -3.51 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{uA} \times 1.25 - q_{uB} (x-1.25) = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{uA} \times 1.25 + q_{uB} \times 1.25}{q_{uB}} = 1.40 \text{ m}$$

$$x = 1.40 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 1.55]$$

$$M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{uB} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M(x=1.25) = 19.76 \text{ KN.m} \\ M(x=1.55) = 19.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment max :**

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u3} \times 1.25 + q_{u1} \times 1.25}{q_{u1}} = 1.40 \text{ m}$$

$$x = 1.40 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 1.55].$$

$$M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{uB} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right).$$

On a pour : $x = 1.40 \text{ m} : T_Y = 0 \text{ KN.}$

$$M(x = 1.40) = 20.02 \text{ KN.m}$$

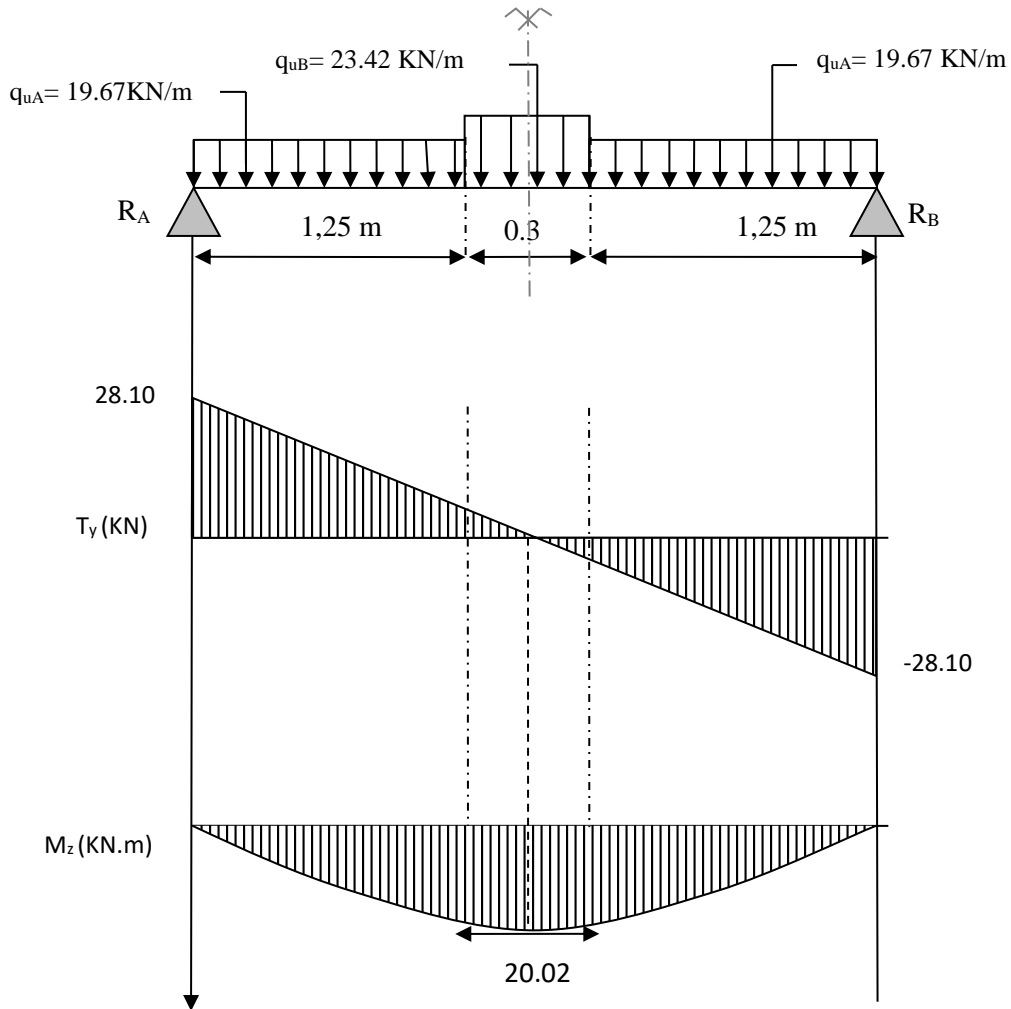


DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

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

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (20.02) = -6 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (20.02) = 7.88 \text{ KN.m}$

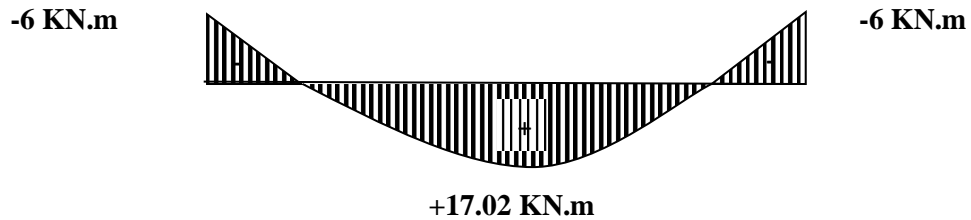


Diagramme des moments fléchissant (ELU)
En tenant compte de l'encastrement partiel.

c- Ferraillage à L'ELU :

- Calcul des armatures principales :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.02 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.02 \times 10^3}{0.968 \times 28 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2$$

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

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.49 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6 \times 10^3}{0.968 \times 28 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

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

d- Vérifications à L'ELU :

d-1- Condition de non fragilité :

On doit avoir :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 30 \times 2.1 / 400 = 0.90 \text{ cm}^2$$

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

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

On a : $V_u = 28.10 \text{ KN}$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 ; \text{ Avec } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 280 \times 250 = 420 \text{ KN}$$

$V_u < \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

d-3- Contrainte de cisaillement :

La contrainte admissible de cisaillement est :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.10 \times 10^3}{250 \times 300} = 0.375 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d-4- Diamètre des armatures transversales :

Il est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t = \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{0.85; 1.2; 2.5\} = 10 \text{ mm}$$

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 $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

d-5- Espacement des armatures transversales (St) :

- **Dans la zone nodale :**

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

$$St \leq \min\{7.5; 30; 14.4\}$$

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

- **En dehors de la zone nodale :**

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

$$St = \frac{30}{2} = 15$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

d-6- Vérification des armatures transversales :

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

• **Dans la zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6\text{cm}^2 < 2.35\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En dehors de la zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2 < 3.39\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d-7- Vérification de l'adhérence :

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

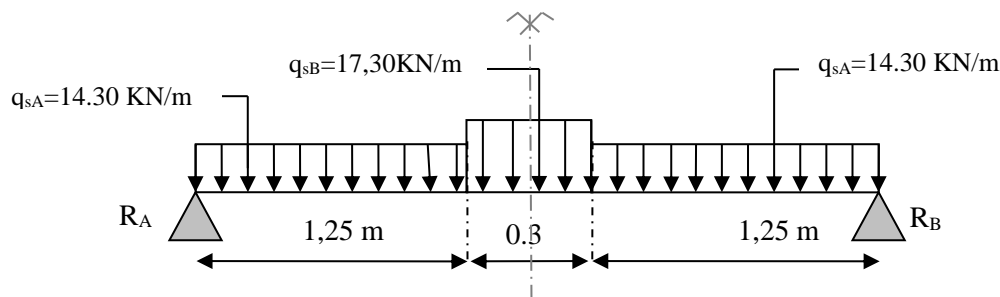
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i = \text{Somme des périmètres utiles}$$

$$\sum U_i = \pi \times (\varphi \times \sum \text{des barres}) = 3.14 \times (3 \times 12 + 3 \times 10) = 207.24 \text{ mm}$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{28.10 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 207.24} = \mathbf{0.538\text{MPa}}$$

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

e- Vérifications à l'ELS :



e-1- IV- Calcul des efforts internes :

• **Réaction d'appuis :**

$$R_A + R_B = 40.49 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 20.47 \text{ KN}$$

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

➤ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.25$

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

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 20.47 \text{ KN} \\ T(x=1.25) = 20.47 - 14.30 \times 1.25 = 2.595 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{sA} \frac{x^2}{2} = 20.47x - \frac{14.30}{2} x^2.$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.25) = 14.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **2^{ème} tronçon** : $1.25 \leq x \leq 1.55$

$$T(x) = R_A - q_{sA}(1.25) - q_{sB}(x-1.25)$$

$$\begin{cases} T(x=1.25) = 2.595 \text{ KN} \\ T(x=1.55) = -2.595 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{sA} \times 1.25 - q_{sB}(x-1.25) = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{sA} \times 1.25 + q_{sB} \times 1.25}{q_{uB}} = 1.40 \text{ m}$$

$$x = 1.40 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 1.55]$$

$$M(x) = R_A x - q_{sA} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{sB} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M(x=1.25) = 14.42 \text{ KN.m} \\ M(x=1.55) = 14.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment max** :

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s3} \times 1.25 + q_{s1} \times 1.25}{q_{u1}} = 1.40 \text{ m}$$

$$x = 1.40 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 1.55].$$

$$M(x) = R_A x - q_{sA} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{sB} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right).$$

On a pour : $x = 1.40 \text{ m} : T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M(x = 1.40) = 14.61 \text{ KN.m}$$

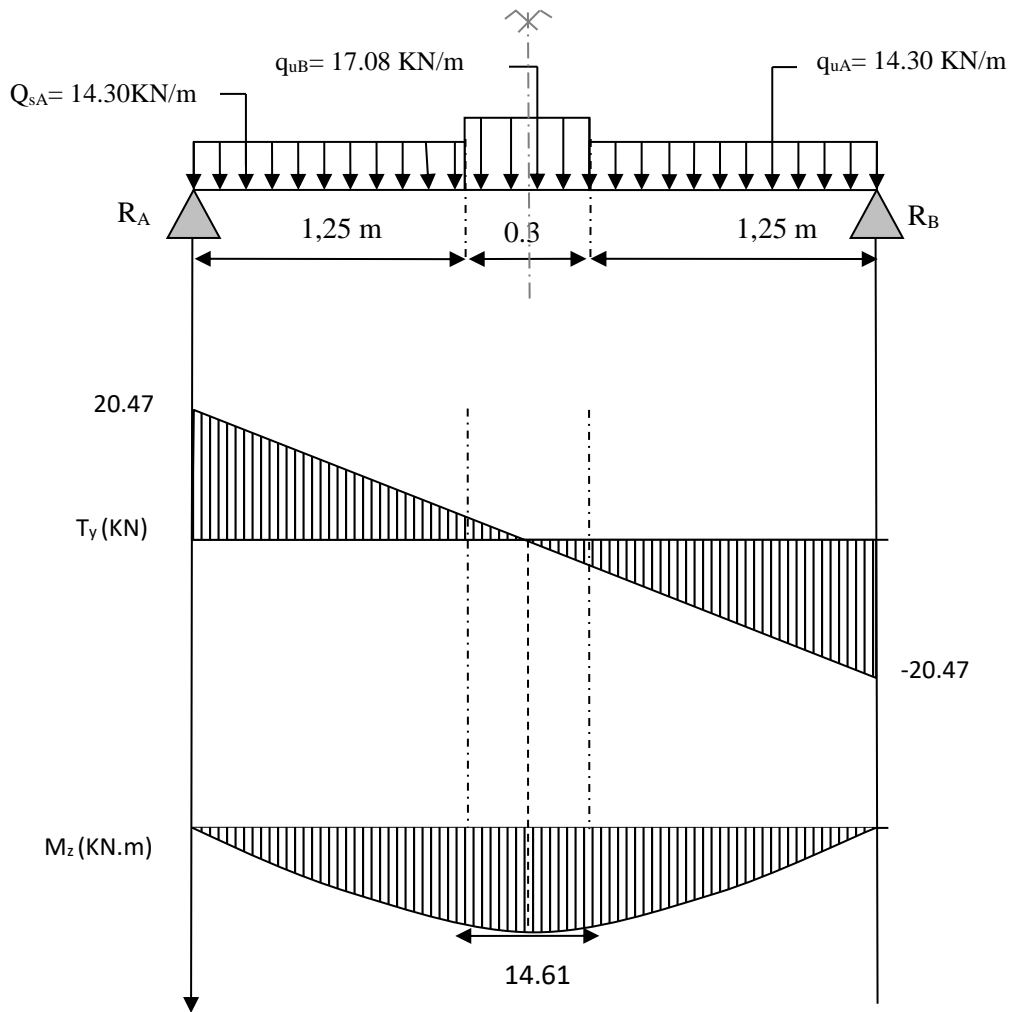


DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

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

Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (14.61) = - 4.38 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (14.61) = 12.42 \text{ KN.m}$

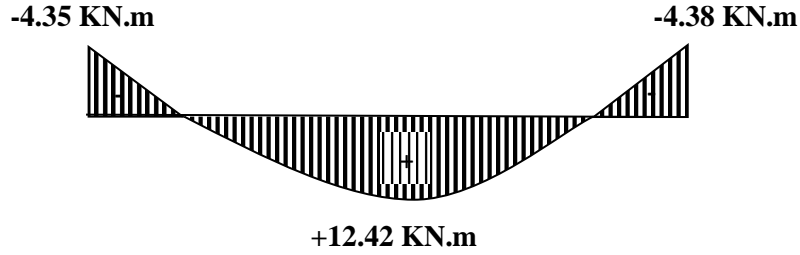


Diagramme des moments fléchissant (ELS)
En tenant compte de l'encastrement partiel.

e-2- Vérification des contraintes - Béton - :

• **En travée :**

On doit avoir :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A}; \quad \rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho = 0.484 \Rightarrow \beta_1 = 0.895 \quad \text{Et} \quad K_1 = 32.62$$

*74

$$\sigma_s = \frac{12.42 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 146.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{146.20}{32.62} = 4.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.336$$

$$\rho = 0.342 \Rightarrow \beta_1 = 0.909 \quad \text{et} \quad K_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{4.35 \times 10^3}{0.909 \times 28 \times 2.35} = 72.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{72.73}{39.95} = 1.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Acier :

Aucune vérification n'est à effectuer car la fissuration est peu nuisible.

e-3- Etat limite de déformation :

D'après le BAEL, on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{280} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{25 \times 28} = 0.0044 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = 0.11 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \Rightarrow \text{condition. vérifiée}$

Nota :

Etant donné que toutes les conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

IV-Calcul des planchers

1- Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service, à usage d'habitation)

2- Plancher en corps creux

a- Ferrailage de la dalle de compression :

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

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

a-1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec : L = 65 cm ; distance entre axes des poutrelles.

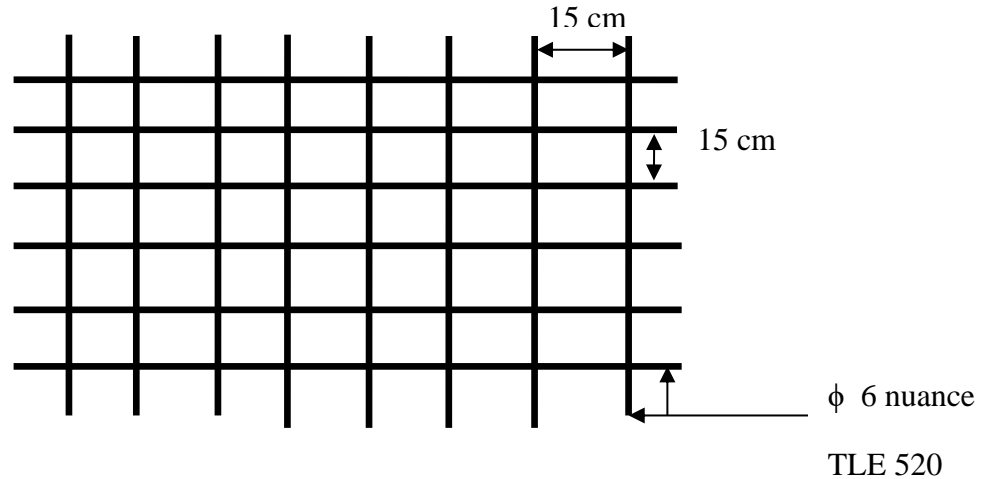
$$\underline{D'où} \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

a-2- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.



Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

b- Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

• Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

• Critère de la petite portée :

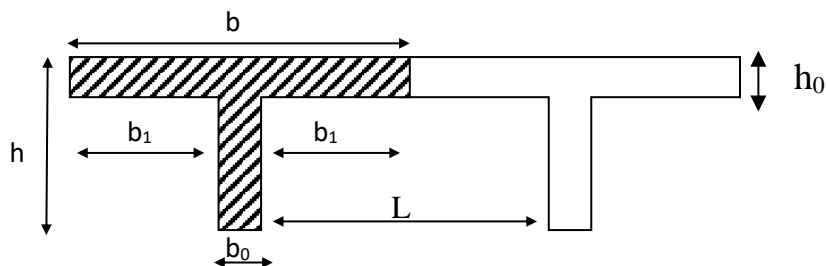
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

• Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.5$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

b-1- Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN / ml}$

Avec : $l = 65$ cm ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

b-1-1 Calcul à L'ELU :

• Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

• Calcul du moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.5)^2}{8} = 3.828 \text{ KN.ml}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.375 \text{ KN}$$

• Calcul de la section d'armature :

Soit l'enrobage $c = 2$ cm

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.828 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.616 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

• **Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc = 0) ne soient pas nécessaires.

b-2- Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **q_u** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

b-2-1 Largeur efficace de la table de compression : (Article A.4.1, / BAEL 91)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{4.25}{10} = 42.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 141.66 \text{ cm}$$

On prend : **b = 26.5 cm**

3- Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

a- Méthode forfaitaire :

a-1-1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 2.5 \text{ (service)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow la condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{350} = 1$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{350} = 1$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{320} = 1.09$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{320}{350} = 0.91$$

\Rightarrow Condition vérifiée

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

a-1-2 Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

a-1-3 Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

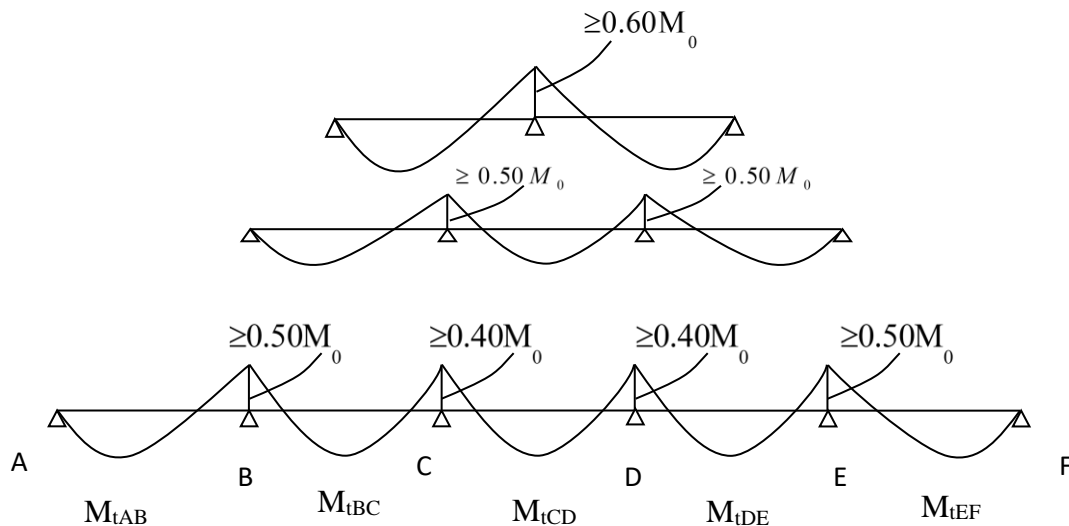
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 -----► pour une poutre de deux travées.

0.5 M_0 -----► pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 -----► pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant



4- Application (1^{er} Cas) :

a- Combinaisons de charge :

$$\begin{cases} G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml} \\ Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.26 \text{ KN / ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q = 5.20 \text{ KN / ml}$

b- Schéma statique de calcul :

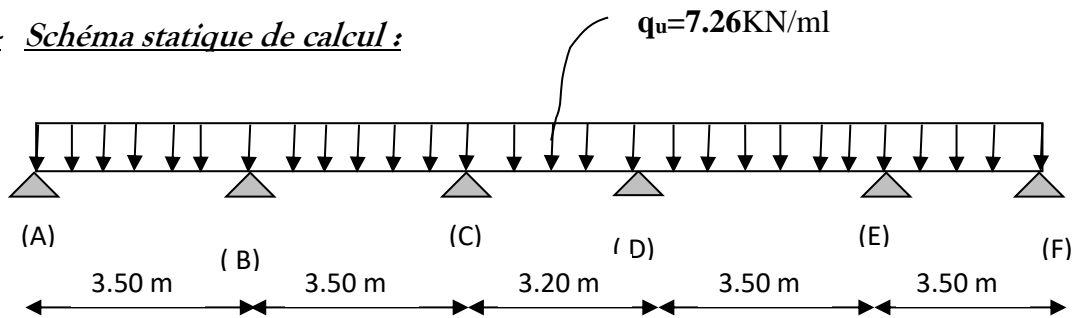


Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

c- Calcul des rapports des charges :

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

$$\alpha = \frac{2.5}{5.50 + 2.5} = 0.3125 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3125	1.0937	0.5469	0.6469

d- Calcul des moments isostatique :

• En travée :

$$M_0 = \frac{q_u l_2^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F
L(m)	3.50	3.50	3.20	3.50	3.50
M ₀	11.12	11.12	9.29	11.12	11.12

• **En appuis :**

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	3.34	5.56	3.72	4.45	5.56	3.34

e- Calcul des moments en travées :

• **Travée de rive A – B**

$$M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.0937 \times 11.12 - \frac{3.34 + 5.56}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 7.71 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6469 \times 11.12 = 7.19 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tAB} = 7.71 \text{ KN} \cdot \text{m}$

• **Travée intermédiaire B - C**

$$M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.0937 \times 11.12 - \frac{5.56 + 3.72}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 7.52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5469 \times 11.12 = 6.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tBC} = 7.52 \text{ KN} \cdot \text{M}$

• **Travée intermédiaire C- D**

$$M_{iCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.0937 \times 9.29 - \frac{3.72 + 4.45}{2}$$

$$M_{iCD} \geq 6.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5469 \times 9.29 = 5.08 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{iCD} = 6.08 \text{ KN. m}$

• **Travée intermédiaire D - E**

$$M_{iDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iDE} \geq 1.0937 \times 11.26 - \frac{3.72 + 5.56}{2}$$

$$M_{iDE} \geq 7.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{iDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.5469 \times 11.26 = 6.16 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{iDE} = 7.68 \text{ KN. m}$

• **Travée de rive E - F**

$$M_{iEF} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iEF} \geq 1.0937 \times 11.12 - \frac{5.56 + 3.34}{2}$$

$$M_{iEF} \geq 7.71 \text{ KN. m}$$

$$M_{iEF} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} = 0.6469 \times 11.12 = 7.19 \text{ KN. M}$$

On prend : $M_{iEF} = 7.71 \text{ KN. m}$

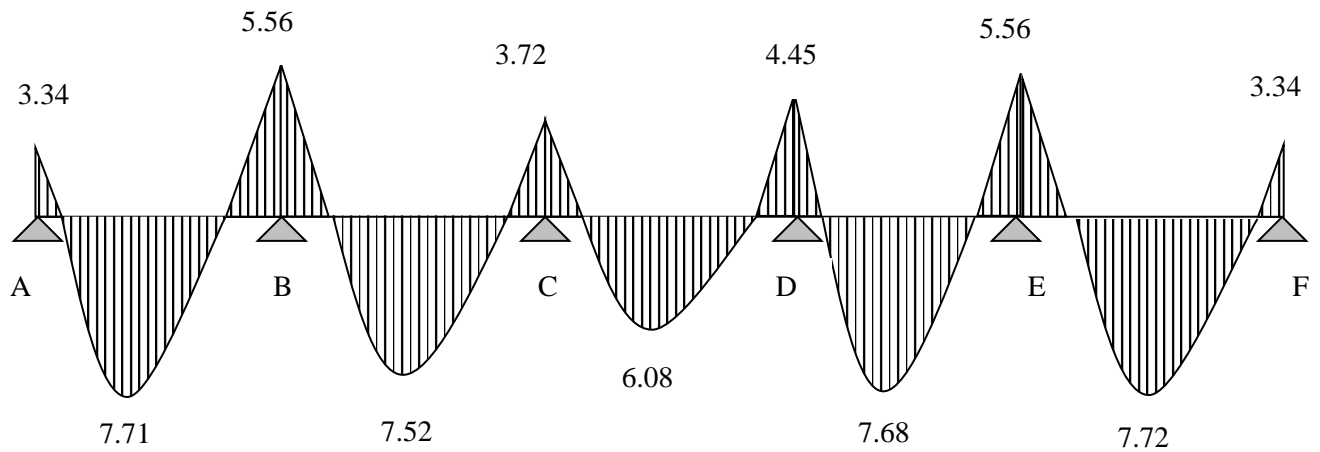


Diagramme des moments fléchissant

f **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

• **La travée A – B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7.26 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.56) - (-3.34)}{3.60} = 12.09 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-5.56) - (-3.34)}{3.50} = -13.34 \text{ KN}$$

• **La travée B– C**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-3.72) - (-5.56)}{3.50} = 13.23 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-3.72) - (-5.56)}{3.50} = -12.18 \text{ KN}$$

• **La travée C – D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7.26 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.45) - (-3.72)}{3.20} = 11.39 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7.26 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.45) - (-3.72)}{3.20} = -11.84 \text{ KN}$$

• **La travée D – E**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-5.56) - (-4.45)}{3.50} = 12.39 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-5.56) - (-4.45)}{3.50} = -13.02 \text{ KN}$$

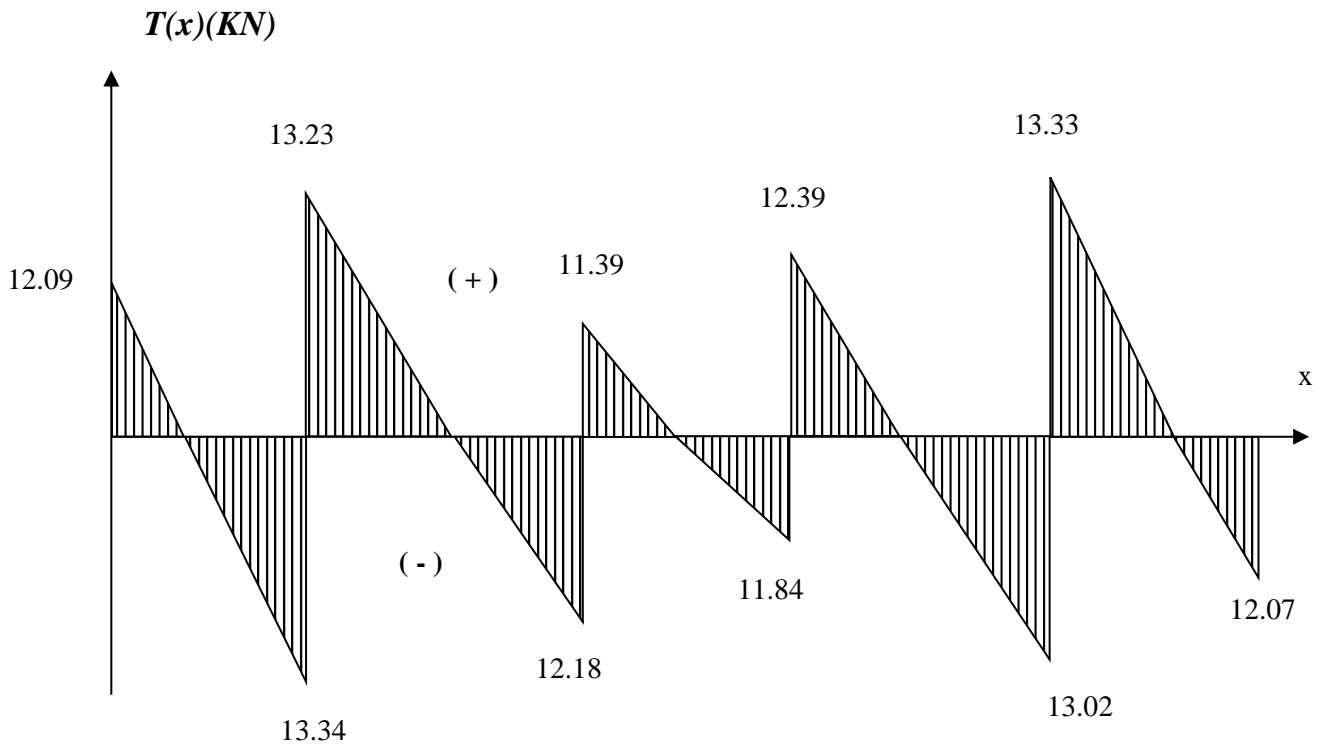
• **La travée E – F**

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_E = \frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-3.34) - (-5.56)}{3.50} = 13.33 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = -\frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-3.34) - (-5.56)}{3.50} = -12.07 \text{ KN}$$



5- Application (2^{ème} Cas) :

a- Combinaisons de charge :

$$\begin{cases} G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml} \\ Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.26 \text{ KN / ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q = 5.20 \text{ KN / ml}$

b- Schéma statique de calcul :

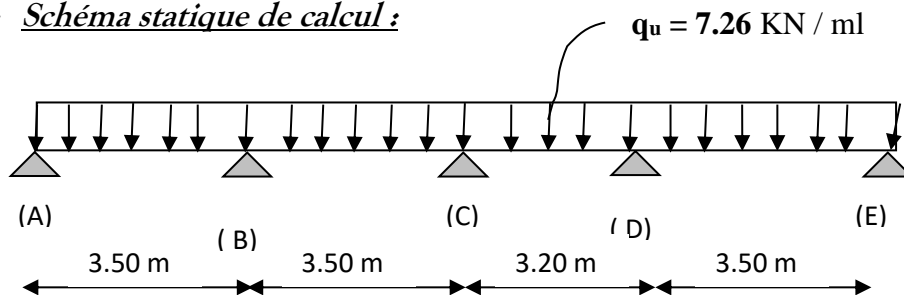


Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

c- Calcul des rapports des charges :

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

$$\alpha = \frac{2.5}{5.50 + 2.5} = 0.3125 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3125	1.0937	0.5469	0.6469

d- Calcul des moments isostatique :• En travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E
L(m)	3.50	3.2	3.50	3.50
M ₀	11.12	9.29	11.12	11.12

• En appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	3.34	4.65	4.45	5.56	3.34

e- Calcul des moments en travées :• Travée de rive A - B

$$M_{iAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iAB} \geq 1.0937 \times 11.12 - \frac{3.34 + 4.65}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 8.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6469 \times 11.12 = 7.19 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tAB} = 8.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$

• **Travée intermédiaire B - C**

$$M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.0937 \times 9.29 - \frac{4.65 + 4.45}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 5.76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5469 \times 9.29 = 5.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tBC} = 5.76 \text{ KN} \cdot \text{m}$

• **Travée intermédiaire C- D**

$$M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tCD} \geq 1.0937 \times 11.12 - \frac{4.45 + 5.56}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 7.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5469 \times 11.12 = 6.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tCD} = 7.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$

• **Travée intermédiaire D - E**

$$M_{tDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tDE} \geq 1.0937 \times 11.26 - \frac{5.56 + 3.34}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 7.71 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.5469 \times 11.12 = 6.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{iDE} = 7.71 \text{ KN.M}$

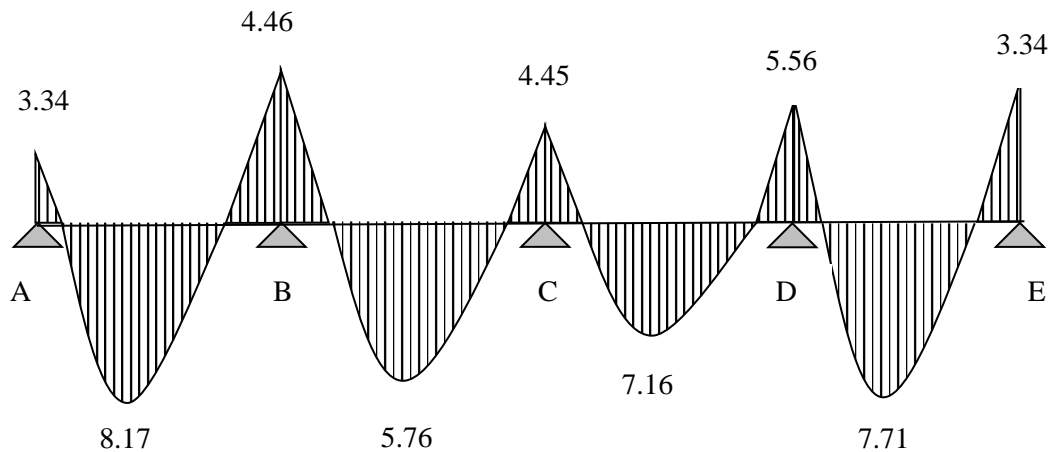


Diagramme des moments fléchissant

f Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

• La travée A - B

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7.26 \times 3.5}{2} + \frac{(-4.46) - (-3.34)}{3.50} = 12.33 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-4.46) - (-3.34)}{3.50} = -13.08 \text{ KN}$$

• La travée B- C

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{7.26 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.45) - (-4.65)}{3.20} = 11.68 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.26 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.45) - (-4.65)}{3.20} = -11.55 \text{ KN}$$

• La travée C – D

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-5.55) - (-4.45)}{3.50} = 12.39 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-5.55) - (-4.45)}{3.50} = -13.02 \text{ KN}$$

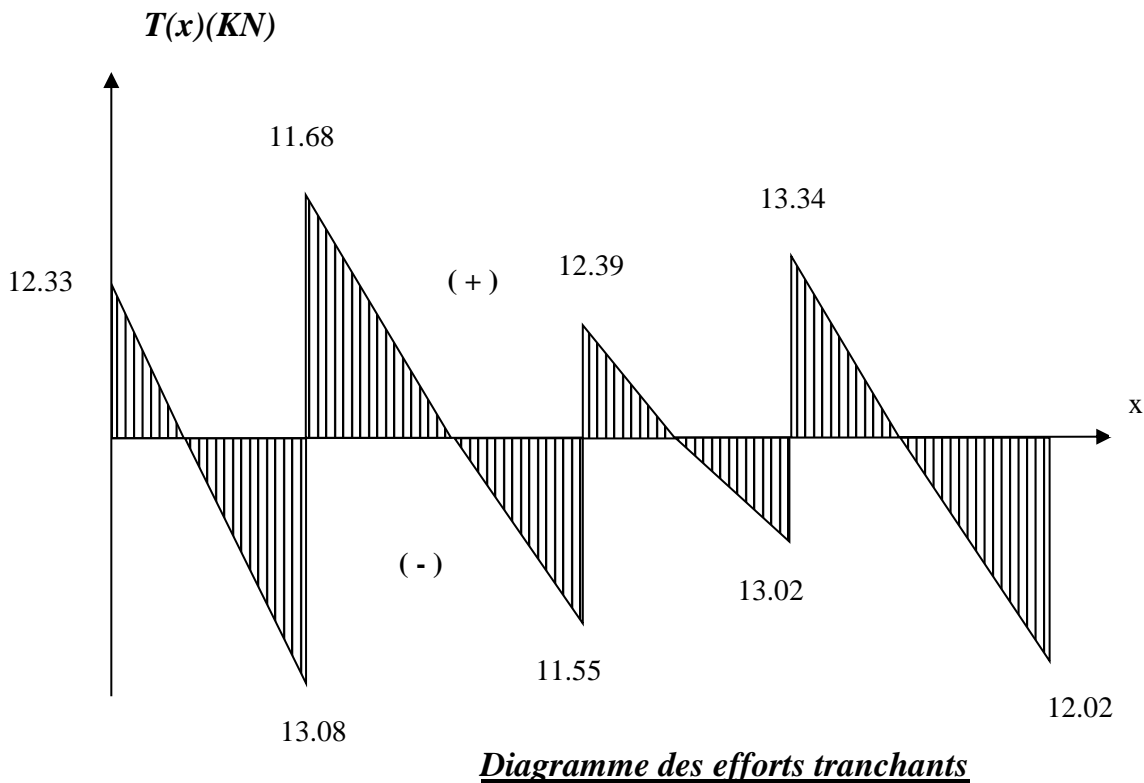
• La travée D – E

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-3.34) - (-5.56)}{3.50} = 13.34 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-3.34) - (-5.56)}{3.50} = -12.07 \text{ KN}$$



6- Ferraillage à l'ELU :

a- Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 8.27 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5.56 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

• En travées :

$$M_t^{\max} = 8.27 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}_t = 11,84 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} \quad ;$$

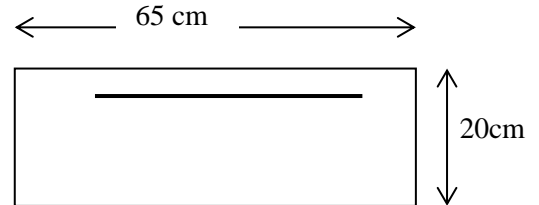
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M^{\max}_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,27 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M^{\max}_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,27 \times 10^5}{0,986 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,34 \text{ cm}^2$$



Remarque :

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 5,56 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5,56}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,100$$

$$\mu = 0,100 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,100 \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5,56 \times 10^4}{0,947 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 0,937 \text{ cm}^2.$$

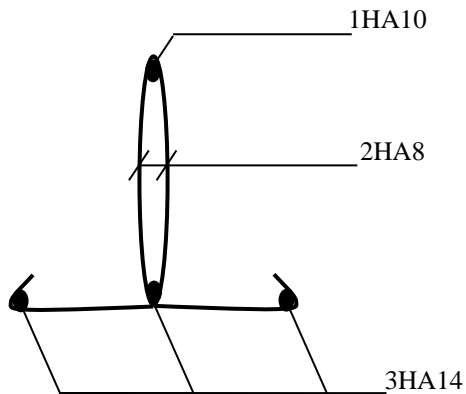
$$A_a = 0,937 \text{ cm}^2. \quad \text{On adopte } \mathbf{2HA10 + 1HA12 = 2.70 \text{ cm}^2}$$

Conclusion :

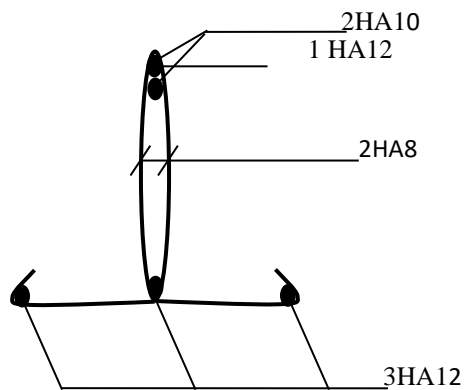
En travée : **3HA 14 = 4.62 cm².**

Aux appuis : **2HA 10 + 1HA12 = 2.7 cm².**

Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

b- Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4\right) = 0,57cm$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

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

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t \leq \min(16,2cm, 40cm) = 16,2cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

7- Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité :

• En travée :

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

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Sur appuis :

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

$$A_a = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 13.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 13.34 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0.618 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.618 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (4 \times 12) = 150.72 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.34 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

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

• Sur le béton :

$$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13.34 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ KN}$$

• **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{400} \left(13,34 + \frac{5,56}{0,9 \times 18} \right) = 0,039$$

\Rightarrow condition vérifiée

e- **L'ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42,40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

f- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 13,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,34 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,114$$

$$\tau_u = 0,114 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1, 2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8- **Calcul à l'ELS :**

a- **Moment de flexion à l'E.L. S :** (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes 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 $q_s / q_u = 0,716$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.26 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5.20 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.716$$

b- Pour le 1^{er} cas

b-1-1 Les moments en travées :

$$M_{TAB} = 7.71 \times 0.716 = 5.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{TBC} = 7.52 \times 0.716 = 5.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} = 6.08 \times 0.716 = 4.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{TDE} = 7.68 \times 0.716 = 5.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{TEF} = 7.72 \times 0.716 = 5.53 \text{ KN.m}$$

b-1-2 Les moments en appuis :

$$M_A = 3.34 \times 0.716 = 2.39 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 5.56 \times 0.716 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3.72 \times 0.716 = 2.66 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 4.45 \times 0.716 = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 5.56 \times 0.716 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 3.34 \times 0.716 = 2.39 \text{ KN.m}$$

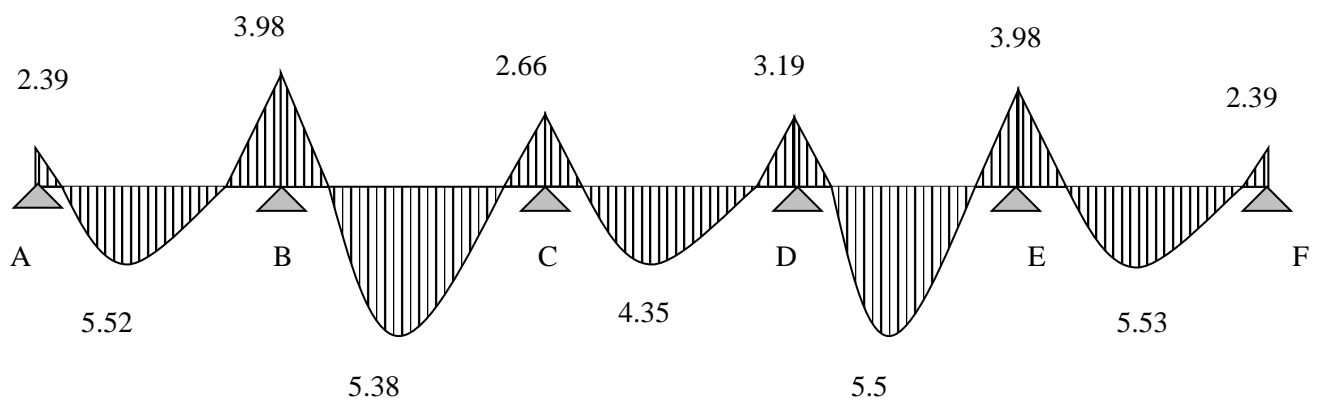


Diagramme des moments fléchissant

c- Effort tranchant à l'E.L.S :

• Travée A – B :

$$V_A = 12.09 \times 0.716 = 8.66 \text{ KN}$$

$$V_B = -13.34 \times 0.716 = -9.55 \text{ KN}$$

• Travée B – C :

$$V_B = 13.23 \times 0.716 = 9.47 \text{ KN}$$

$$V_C = -12.18 \times 0.716 = -8.72 \text{ KN}$$

• Travée C – D :

$$V_C = 11.39 \times 0.716 = 8.16 \text{ KN}$$

$$V_D = -11.84 \times 0.716 = -8.48 \text{ KN}$$

• Travée D – E :

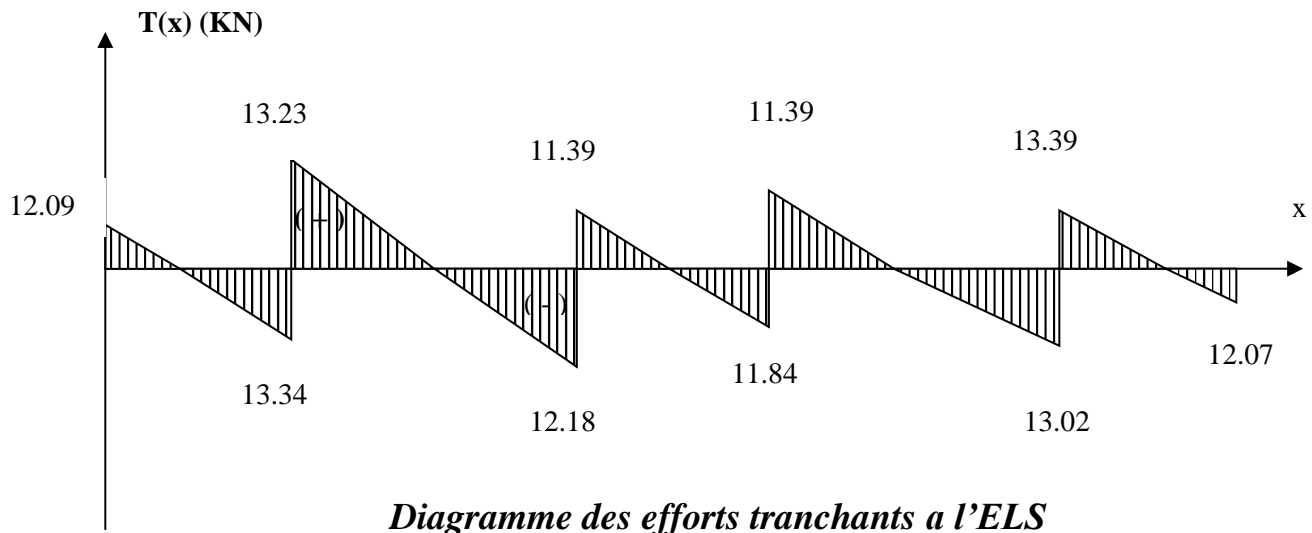
$$V_D = 12.39 \times 0.716 = 8.87 \text{ KN}$$

$$V_E = -13.02 \times 0.716 = -9.32 \text{ KN}$$

• Travée E – F :

$$V_E = 13.33 \times 0.716 = 9.54 \text{ KN}$$

$$V_F = -12.07 \times 0.716 = -8.64 \text{ KN}$$



d- Pour le 2^{ème} cas :**d-1-1 Les moments en travées :**

$$M_{IAB} = 8.17 \times 0.716 = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{I BC} = 5.61 \times 0.716 = 4.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{I CD} = 7.16 \times 0.716 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{I DE} = 8.27 \times 0.716 = 5.92 \text{ KN.m}$$

d-1-2 Les moments en appuis :

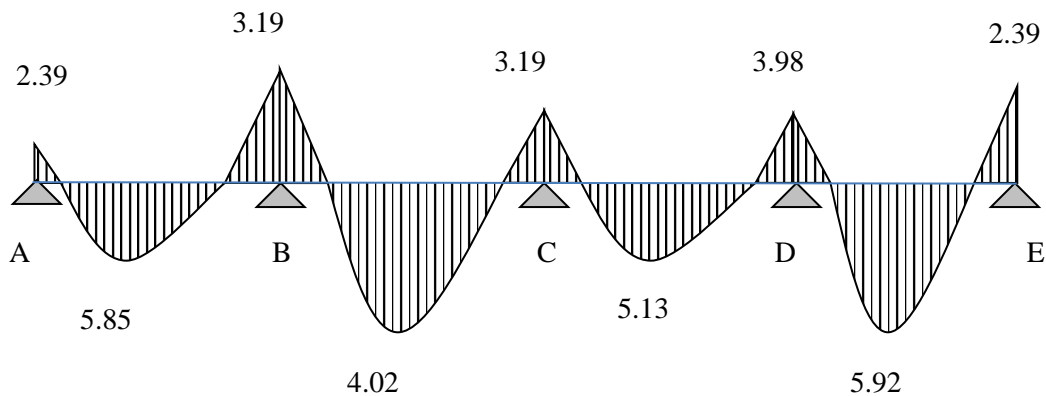
$$M_A = 3.34 \times 0.716 = 2.39 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 4.46 \times 0.716 = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 4.45 \times 0.716 = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 5.56 \times 0.716 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 3.34 \times 0.716 = 2.39 \text{ KN.m}$$

***Diagramme des moments fléchissant à l'ELS*****e- Effort tranchant à l'E.L.S :****• Travée A – B :**

$$V_A = 12.33 \times 0.716 = 8.66 \text{ KN}$$

$$V_B = -13.08 \times 0.716 = -9.55 \text{ KN}$$

• Travée B – C :

$$V_B = 12.08.68 \times 0.716 = 9.47 \text{ KN}$$

$$V_C = -11.55 \times 0.716 = -8.72 \text{ KN}$$

- Travée C – D :

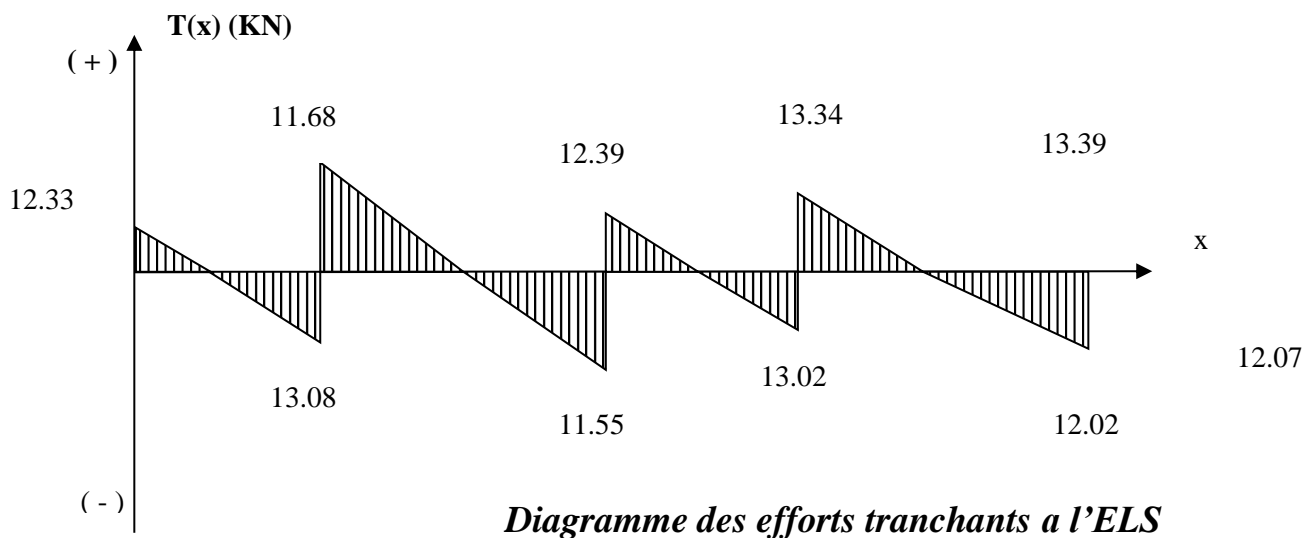
$$V_C = 12.39 \times 0.716 = 8.16 \text{ KN}$$

$$V_D = -13.02 \times 0.716 = - 8.48 \text{ KN}$$

- Travée D – E :

$$V_D = 13.34 \times 0.716 = 8.87 \text{ KN}$$

$$V_E = -12.02 \times 0.716 = -9.32 \text{ KN}$$



9- Vérification à l'E.L.S :

a- Etat limite d'ouverture des fissures :

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

b- 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 :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.52}{12 \times 18} = 2.09$$

Interpolation :

$$\frac{2.09 - 2.07}{2.113 - 2.07} = \frac{\beta_1 - 0.821}{0.820 - 0.821}$$

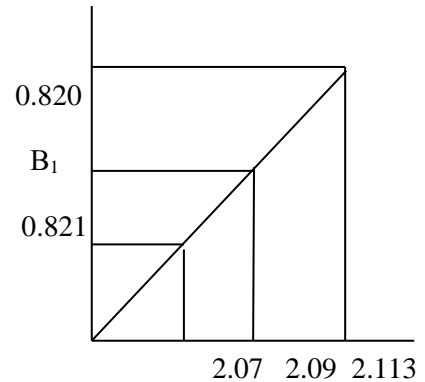
$$\beta_1 = 0.820$$

$$\frac{2.09 - 2.07}{2.113 - 2.07} = \frac{K_1 - 12.93}{12.78 - 12.93}$$

$$K_1 = 12.86 \quad \text{-----} \rightarrow \quad K = 0.077$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.47 \times 10^6}{0.820 \times 18 \times 4.52 \times 10^3} = 126.95 \text{MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 9.77 < 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

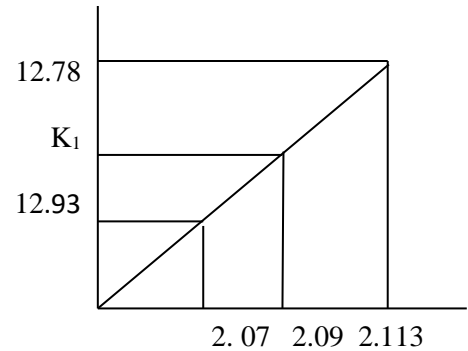


• Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.7}{12 \times 18} = 1.251 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.055 \\ \beta = 0.849 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.56 \times 10^6}{0.986 \times 18 \times 2.7 \times 10^3} = 116.03 \text{MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 8.77 < 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



c- Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d- Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7mm$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

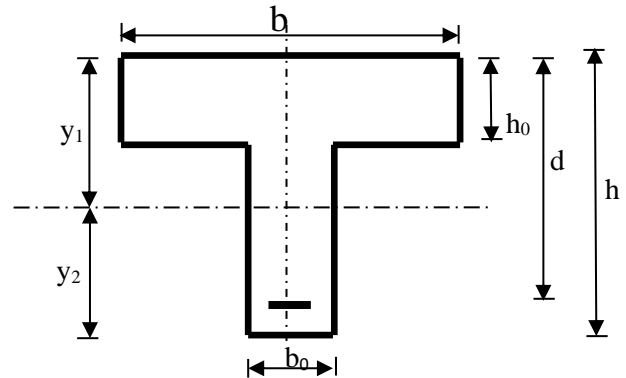
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

• **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 521.3 \text{ cm}^2$$



• **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.78 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.78 = 12.22 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.78^3 + 12.22^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.78 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (12.22 - 2)^2$$

$$I_0 = 23800 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0,0214$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0214} = 0,76$$

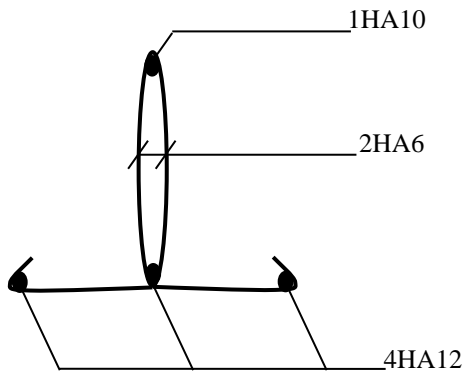
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,76 ; 0\} = 0,76$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 23800}{1 + 0,78 \times 0,76} = 16436,46 \text{ Cm}^4$$

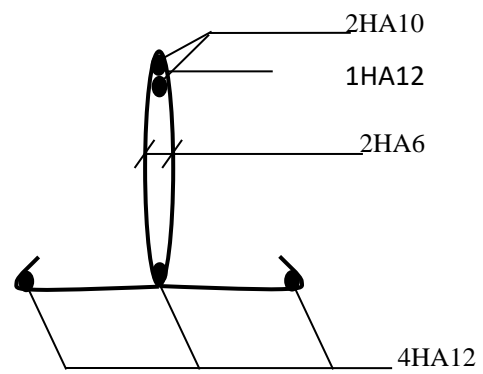
D'ou la flèche

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

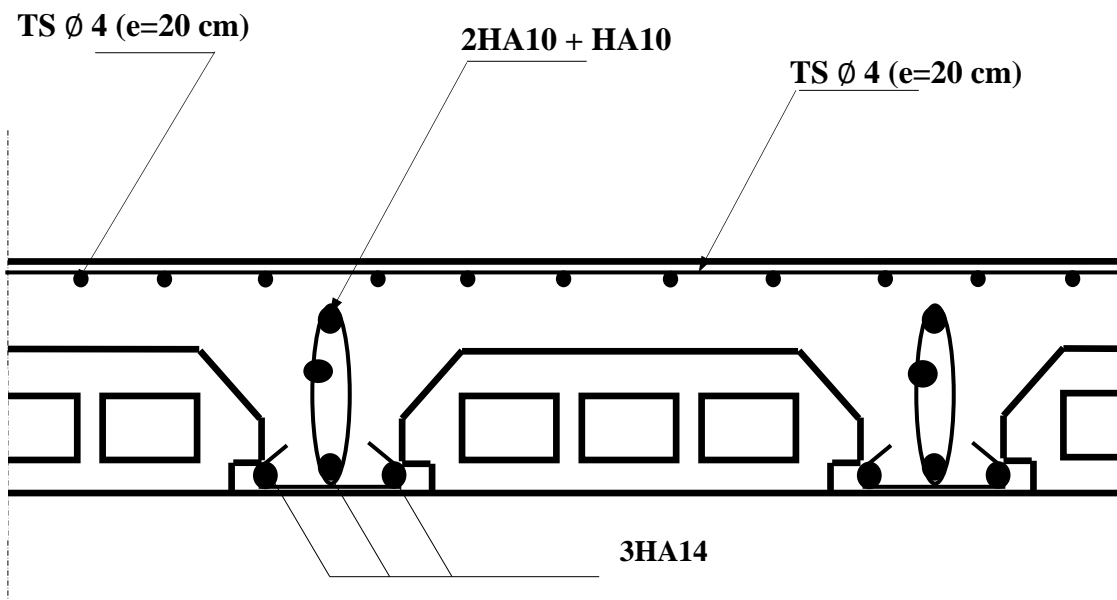
$$f = \frac{8,27 \times 3,50^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 16436,46 \times 10^{-8}} = 0,0057 \text{ m} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis



Plan de ferrailage du plancher

V- La poutre de chaînage :

1- Prédimensionnement :

- Hauteur h:

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

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \implies 21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm} \implies \text{On prend } h = 30 \text{ cm.}$$

- La largeur b:

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \implies \text{On prend } b = 20 \text{ cm.}$$

- Vérification des exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

$$\checkmark b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark h/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/20 = 1.5 < 4 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$.

2- Détermination des charges et surcharges :

- ✓ Poids propre de la poutre de chaînage : $G_p = b \times h \times \rho = 0.30 \times 0.20 \times 25 = 1.50 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du mur extérieur : $G_m = (3.06 - 0.35) \times 2.36 = 6.39 \text{ KN/ml}$ (0.35 m hauteur de la poutre secondaire).
- ✓ Poids du plancher : $P_p = 5.56 \times \frac{0.65}{2} = 1.807 \text{ KN/ml}$
- ✓ La charge permanente total : $G_T = (1.50 + 6.39 + 1.807) = 9.697 \text{ KN/ml}$
- ✓ La surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.488 \text{ KN/ml}$

3- Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (9.697) + 1.5 \times (0.488) = 14.19 \text{ KN/ml.}$$

- A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 9.697 + 0.488 = 10.185 \text{ KN/ml.}$$

4- Calcul à l'ELU

a- Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{14.19 \times 3.20}{2} = 22.70 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{14.19 \times 3.2^2}{8} = 18.16 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✓ En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 18.16 = 15.44 \text{ kN.m.}$
- ✓ Aux appuis : $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 18.16 = 5.45 \text{ kN.m.}$

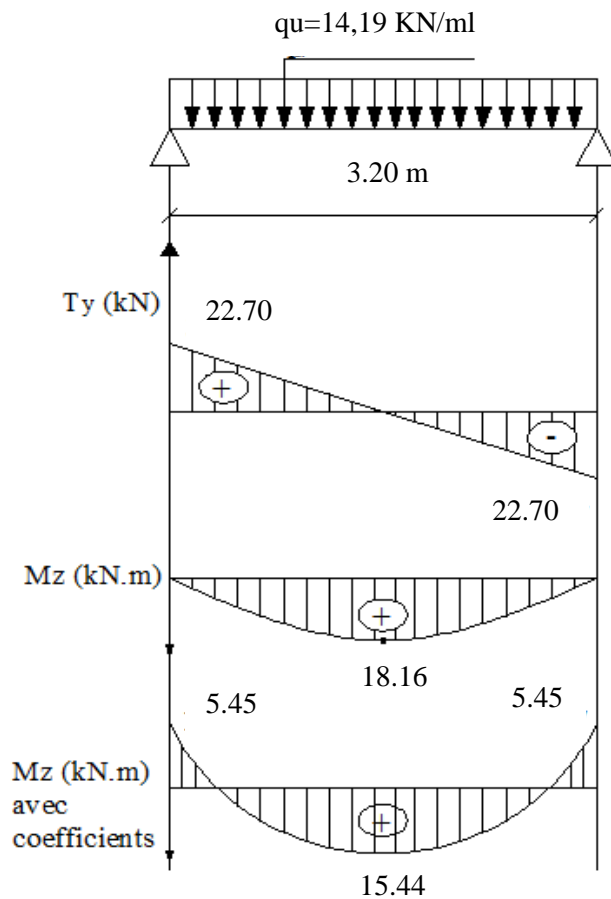


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

b- Calcul des armatures :• **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{15.44 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.069 < \mu_1 = 0.392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.069 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{15.44 \times 10^3}{0.965 \times 28 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

.On opte : **3HA 10 = 2.35 cm².**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{5.45 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_1 = 0.392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.024 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{5.45 \times 10^3}{0.988 \times 28 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2.$$

On opte : **3HA 10 = 2.35 cm².**

c- Vérifications à l'ELU :**c-1-Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq 0.23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2.$$

✓ En travée : $A_{st} = 2.35 > 0.68 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

✓ Aux appuis : $A_a = 1.5 > 0.68 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

c-2-Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art .5.1.211) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \mathbf{3.33 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{22.70 \times 10^3}{200 \times 280} = \mathbf{0.41 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c-3- Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 .3) :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.25 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.70 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.25} = 0.96 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

c-4-Ancrage des barres (CBA93 / Art. A.6.1.2) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

- ✓ Pour les **HA 10** : $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$ (Aux appuis).
- ✓ Pour les **HA 12** : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$ (En travée).

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- ✓ Pour les **HA 10** : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$
- ✓ Pour les **HA 12** : $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8 \text{ cm.}$

Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm.}$

c-5-Influence de l'effort tranchant :

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1.312) :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 22.70 \times 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.65 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1.313)

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 22,7 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 280} = \mathbf{0,450 \text{ MPa}} < \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \mathbf{13,33 \text{ MPa}}.$$

La condition est vérifiée.

d- Calcul des armatures transversales (BAEL91 / Art. A.7.2.2) :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (1 ; 2,5 ; 1,2) = 1 \text{ cm}.$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$

$$\mathbf{A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

d-1- Espacement maximal des armatures transversales : (BAEL 91 / Art. A.5.1.22)

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

e- Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2) :

- **Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$\checkmark A_l = 3\text{HA } 12 + 3\text{HA } 10 = 3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark 0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 5,74 \text{ cm}^2 > 0,5\% \text{ de la section} = 4,375 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

- **Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2} < A_{t \text{ adoptée}} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}.$$

La condition est vérifiée.

✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (8,75 ; 12) = 8,75 \text{ cm}. \implies S_t = 7 \text{ cm}.$$

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \implies S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}.$$

5- Calcul à l'ELS :

a- Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{10.185 \times 3.2}{2} = \mathbf{16.296 \text{ KN.}}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{10.185 \times 3.2^2}{8} = \mathbf{13.04 \text{ KN.m.}}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✓ En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 13.04 = \mathbf{11.08 \text{ KN.m.}}$
- ✓ Aux appuis : $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 13.04 = \mathbf{3.91 \text{ KN.m.}}$

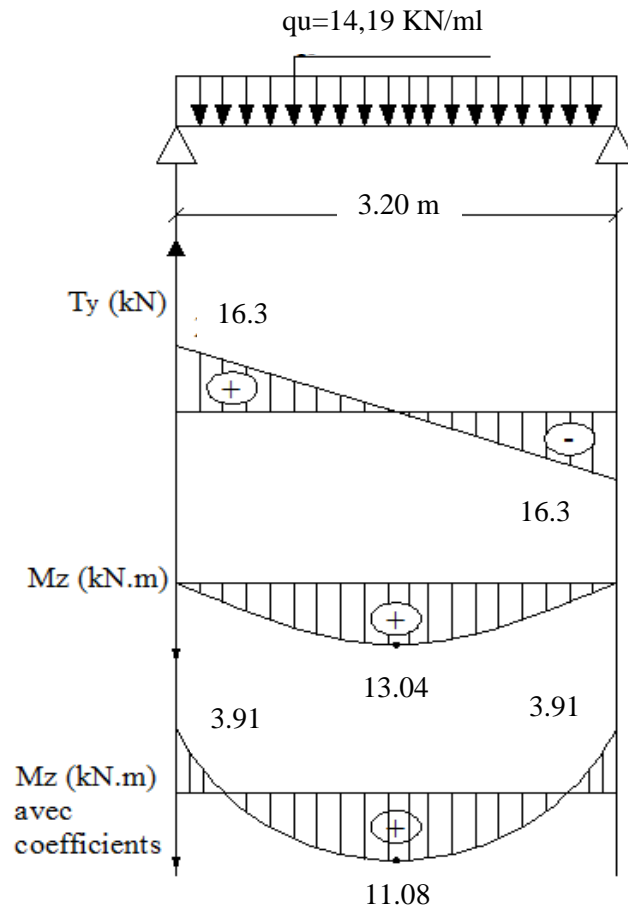


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

b- Vérifications à l'ELS :**b-1- Etat limite de compression du béton**• **En travée**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.419$$

$$\rho = 0.410 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.901 \quad K_1 = 35.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.08 \times 10^6}{0.907 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 185.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{185.65}{35.5} = 5.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \text{ La condition est vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 1.5}{20 \times 28} = 0.268$$

$$\rho = 0.268 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.918 \quad K_1 = 45.98$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.91 \times 10^6}{0.915 \times 280 \times 1.5 \times 10^2} = 101.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{101.74}{45.98} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \text{ La condition est vérifiée.}$$

b-2- Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 / Art. A.4.5.32) :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

b-3- Etat limite de déformation : (BAEL 91 / Art. B.6.8.424)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

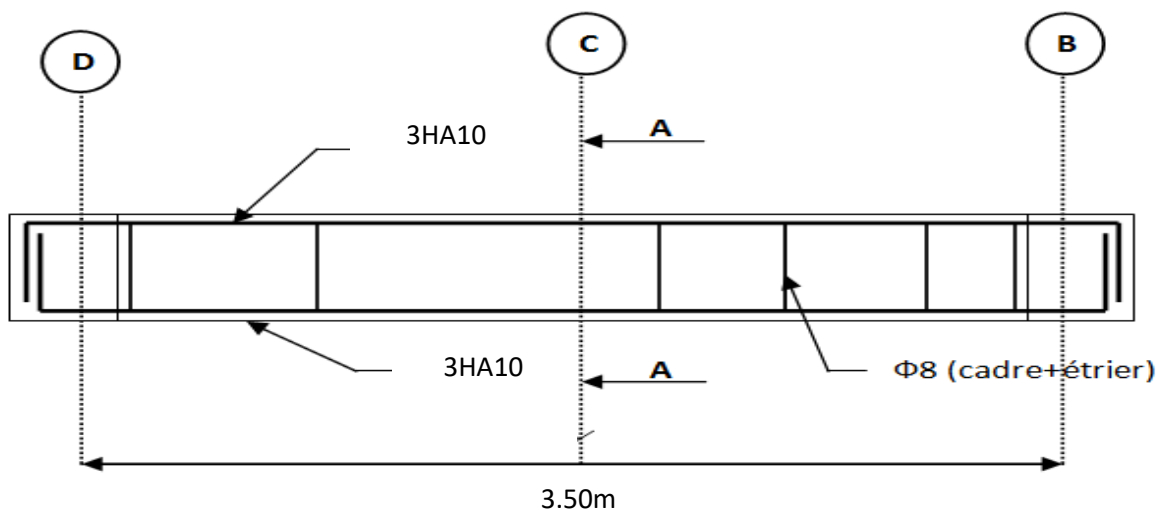
D'où :

$$* \frac{h}{L} = \frac{30}{400} = \mathbf{0.075} > \frac{1}{16} = \mathbf{0.0625}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

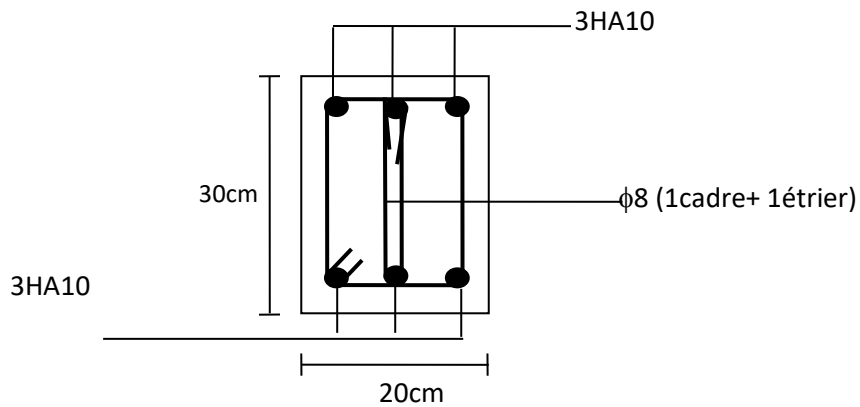
$$* \frac{h}{L} = \frac{30}{400} = \mathbf{0.075} > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{11.08}{10 \times 13.04} = \mathbf{0.0849}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$* \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2.35}{20 \times 28} = \mathbf{0.0042} < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = \mathbf{0.0105}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).



Plan de ferrailage de la poutre de chaînage



Coupe A-A

VI-Calcul de la dalle salle Machine :

1- Introduction :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimensions (1,40×1.40) m² reposant sur trois (03) cotés.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 6 tonnes. la vitesse d'entraînement V= 1m/s.

$$l_x = 1,40 \text{ m} \quad ; l_y = 1,40 \text{ m} \quad ; S = 1,96 \text{ m}^2$$

$$P = 60\text{KN.}$$

2- Calcul de la dalle pleine:

a- Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.

- La machine est centrée au milieu.

-La dalle repose sur 3 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

b- Prédimensionnement :

- **Hauteur de la dalle « h_t »**

$$h_t \geq l_x/30 = 140/30 = 4,67\text{cm.}$$

D'après le (RPA99/version 2003) la hauteur de la dalle « h₀ » doit être au moins égale à 12cm.

On opte une épaisseur **h₀= 15cm.**

- Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :

- Calcul de U et V :

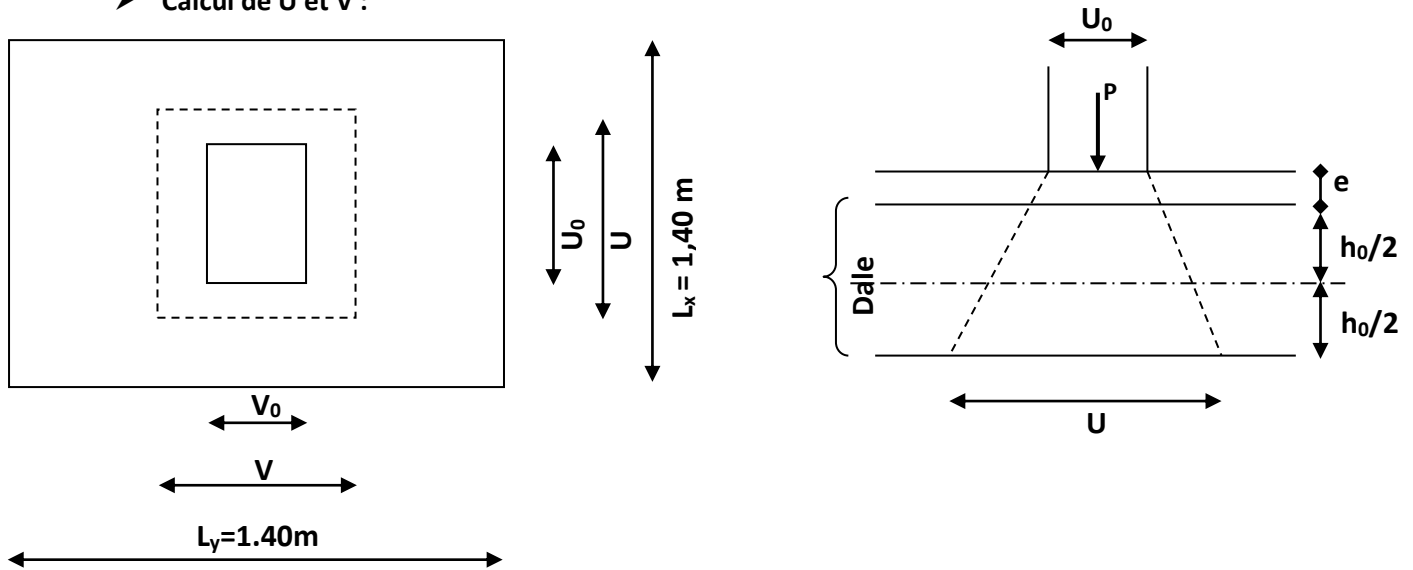


Schéma statique de la salle machine

Les côtés u_0 et v_0 du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à l_x et à l_y .

La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle $(U \times V)$.

on à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,40} = 1 \\ 0,4 \leq \rho = 1 \leq 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \\ V = V_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \end{array} \right.$$

Avec :

e : Epaisseur de revêtement ($e = 5\text{cm}$)

h_0 : Hauteur de la dalle pleine ($h_0 = 15\text{cm}$)

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1,0$

$$\text{D'où : } \left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{array} \right.$$

Avec : $U_0 = V_0 = 0,80\text{m}$ (côtés du rectangle qui limitent la charge concentrée « P »).

(U x V): surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$$\begin{cases} U = 0,80 + 0,05 \times 2 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \\ V = 0,80 + 0,05 \times 2 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \end{cases}$$

c- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1}

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{0x} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson : } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{béton fissuré (ELU)} \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{béton non fissuré (ELS)} \end{cases}$$

P : Intensité de la charge concentrée.

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le rapport :

$$\frac{U}{L_x} \quad , \quad \frac{V}{L_y}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0,75 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{140} = 0,75$$

Pour déterminer M_1 et M_2 , on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD)

$$\rho = 1 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} M_1 = 0,0532 \\ M_2 = 0,0532 \end{cases}$$

d- Calcul des moments M_{x1} et M_{y1}

- **A l'ELU : $v = 0$**

$$P_u = 1.35P = 1,35 \times 6 = 8,1 \text{ t} = 81 \text{ KN}$$

Donc:

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 81 \times 0,0532 = 4,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 11 \times 0,0532 = 4,31 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie :**

➤ **Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ et le coefficient de poisson ν .

Dans notre cas: $\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0 \end{cases}$ Tableau \longrightarrow $\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

-Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \times h_0$$

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

-Poids propre de la chape (revêtement) :

$$G_{\text{chape}} = 22 \times 0,05 = 1,10 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{tot}} = 3,75 + 1,10 = 4,85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$G_{\text{tot}} = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 \times G_{\text{tot}} + 1,5 \times Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,05 \text{ KN/ml}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0368 \times 8,05 \times (1,4)^2 = 0,58 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,58 = 0,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.31 + 0,58 = 4.89 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.31 + 0,58 = 4.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

**Remarque:*

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de 0,3 aux appuis.

- **En travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 4.89 = 4,16 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4.89 = 4.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Aux appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 4.89 = 1.47 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 4.89 = 1.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3- **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur :

a- Sens lx :

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.47 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \quad \xrightarrow{\text{SSA}} \quad \beta = 0.997$$

$$A_{sa} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,47 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_{sa} = 4HA8 = 2,01 cm²** Avec : **St = 25 cm**

- **En travées**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.16 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.017 < \mu_l = 0,392 \quad \xrightarrow{\text{SSA}} \quad \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.16 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A_{st} = 4HA8 = 2,01 cm²** Avec : **St = 25 cm**

b- Sens I_v :• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,47 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \quad \xrightarrow{\text{SSA}} \quad \beta = 0,997$$

$$A_{sa} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,47 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$

• **En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,16 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \quad \xrightarrow{\text{SSA}} \quad \beta = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,16 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$

c- Vérification à L'ELU :**c-1-Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :****c-1-1 Sens I_x :**

$$A_x^{min} = \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times h$$

Avec : ω_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\omega_0 = 0,0008$ pour les HA de classe FeE400)

On a : $\rho = 1$; $h = h_0 = 15 \text{ cm}$

$$A_x^{min} = \omega_0 \times b \times h = 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c-1-2 Sens I_y :

$$A_y^{min} = \omega_0 \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c-2-Diamètre maximal des barres:

On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq h_0/10$

$$\phi_{max} = 8 \text{ mm} \leq 150/10 = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c-3-Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{-Direction la plus sollicitée : } S_t \leq \min(2h_0, 25) = (30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-Direction perpendiculaire : } S_t \leq \min(3h_0, 33) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

c-3-1 Sens I_x :

$$\text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travées : } S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c-3-2 Sens I_y :

$$\text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travées : } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c-4-Vérification de non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq P_c = 0,045 \times \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette}$$

formule est vérifiée).

avec : μ_c : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (105 + 105) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P_c = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 81 \text{ KN} \\ P_c = 472,5 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow P_u < P_c \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

(aucune armature transversale n'est nécessaire)

c-5-Contrainte tangentielle

L'effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (3) cotés est donné par les formules suivants :

- **Au milieu de U :**

$$v_u = \frac{p_u}{2U+V} = \frac{81}{2 \times 1,05 + 1,05} = 25,71 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

$$v_u = \frac{p_u}{3U} = \frac{81}{3 \times 1,05} = 25,71 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{25,71 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,20 \text{ MPa} \\ \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{condition est vérifiée}$$

4- Vérification à L'ELS :**a- Moments engendrés par le système de levage :**

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1) \end{array} \right. \quad \text{avec : } \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \quad \begin{array}{l} M_1 = 0,0532 \\ M_2 = 0,0532 \end{array}$$

$$P_s = 60 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 60 (0,0532 + 0,2 \times 0,0532) = 3,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 60 (0,0532 + 0,2 \times 0,0532) = 3,83 \text{ KN.m}$$

b- Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G+Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 1 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad (\text{tableau de PIGEAUD})$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0368 \times 5,85 \times (1,40)^2 = 0,42 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1 \times 0,42 = 0,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3,83 + 0,42 = 4,25 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,84 + 0,42 = 4,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Correction des moments :**

***Remarque :**

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

• **En travées :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 4,25 = 3,61 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,25 = 3,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Aux appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 4,25 = 1,28 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 4,25 = 1,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c- Ferrailage :

Les moments calculés à l'ELS sont inférieurs aux moments calculés à l'ELU, donc

Nous garderons le même ferrailage.

d- Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

d-1- Sens I_x :• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{1.28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006 \rightarrow \alpha = 0.0075$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{1.47}{1.28} = 1.15 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.0075 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.32 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 \rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{4.16}{3.61} = 1.15 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.32 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d-2- Sens I_y :• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{1.28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006 \rightarrow \alpha = 0.0075$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{1.47}{1.28} = 1.15 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.0075 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.32 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 \rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{4.16}{3.61} = 1.15 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.32 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire

e- Etat limite de fissuration (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

f- Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{140} = \mathbf{0,107}$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{4,16}{20 \times 4,89} = 0,042$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,114 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,042 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = \mathbf{0,005}$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0,0015 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

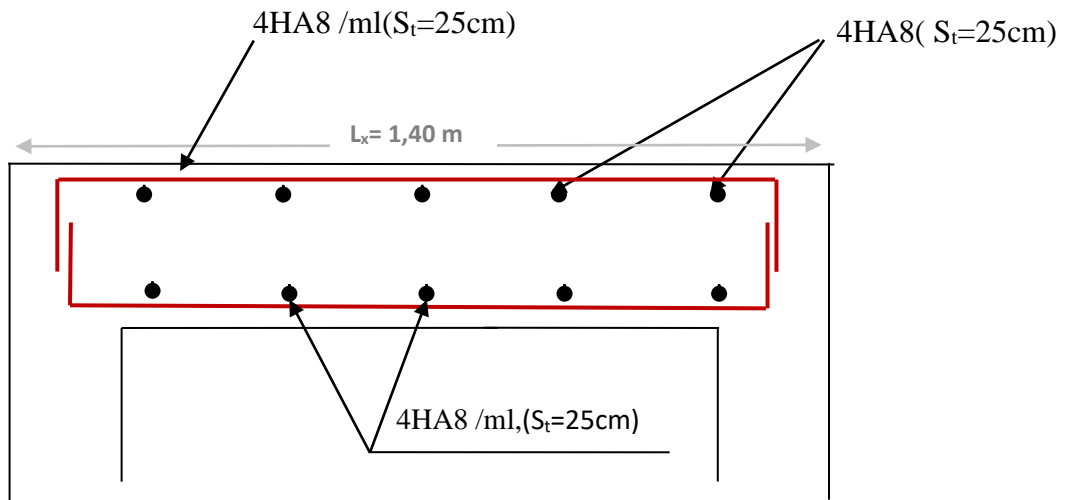
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

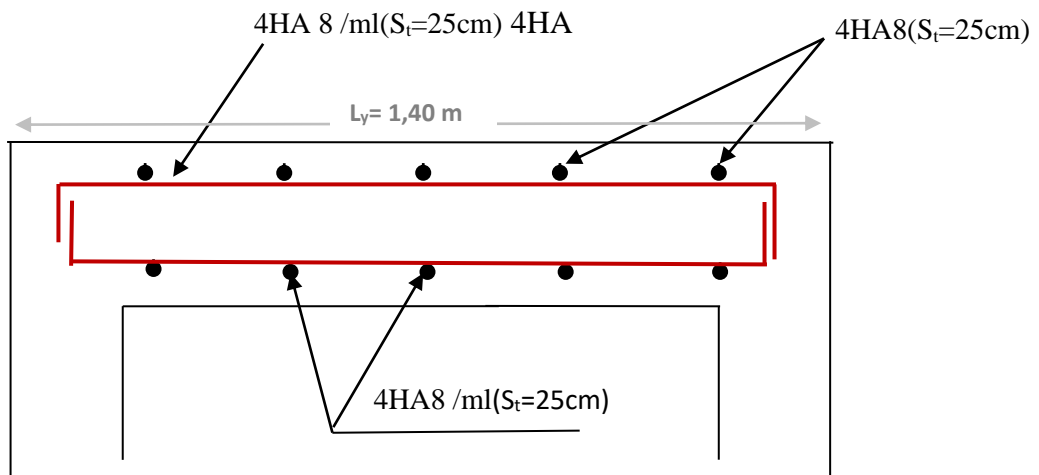
Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Sens x-x :
 - Appuis : **4 HA8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **25 cm.**
 - Travée : **4 HA 8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **25 cm.**

- Sens y-y :
 - Appuis : **4 HA8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **25 cm.**
 - Travée : **4 HA 8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **25 cm.**



Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x.



Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.

CHAPITRE IV

MODELISATION

I- Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**.

II- Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour le cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

III-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 :

- 1- la méthode statique équivalente.
- 2- la méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale Spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.7.0).

IV- Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.



ETABS Nonlinear Version 9.7.0
Extended 3D Analysis of Building Systems
Copyright 1984-2010 Computers and Structures, Inc.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

- **Étapes de modélisation**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Lancement de l'analyse et exploitation des résultats.

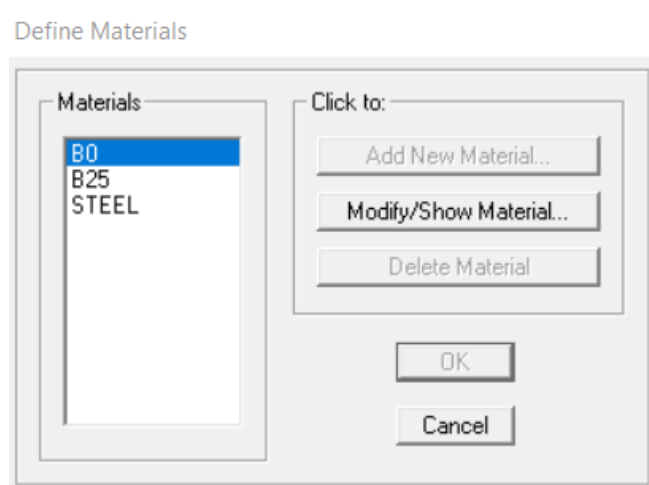
V- Étapes de modélisation :

1- Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

2- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton. On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionne le matériau CONC et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



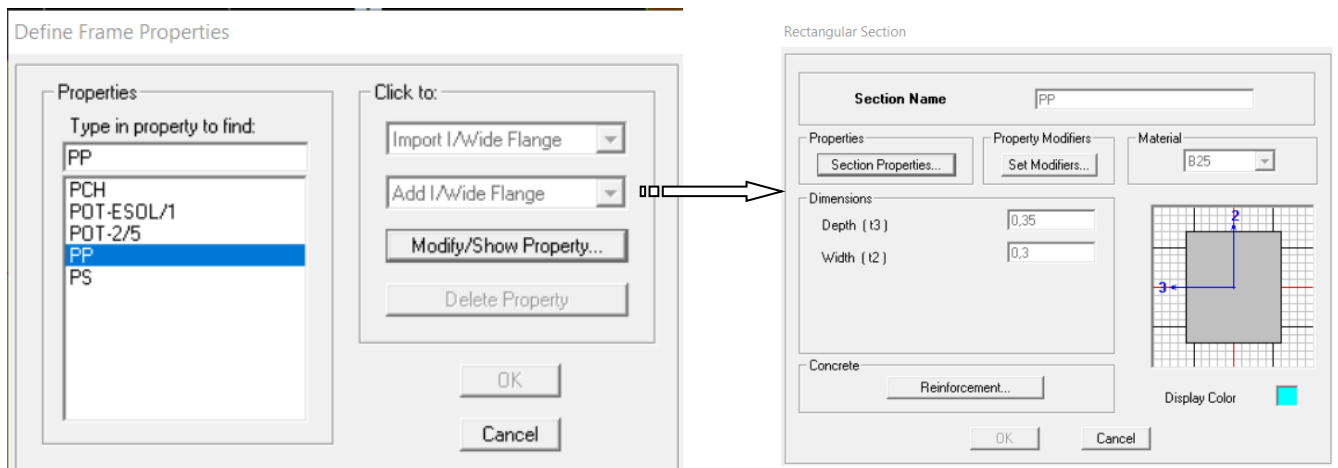
Material Name		Display Color	
Material Name	B25	Color	Blue
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (Eurocode 2-2004)	
Mass per unit Volume	2,5	Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000,
Weight per unit Volume	25,	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000,
Modulus of Elasticity	32164200,	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000,
Poisson's Ratio	0,2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750,		

3- Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



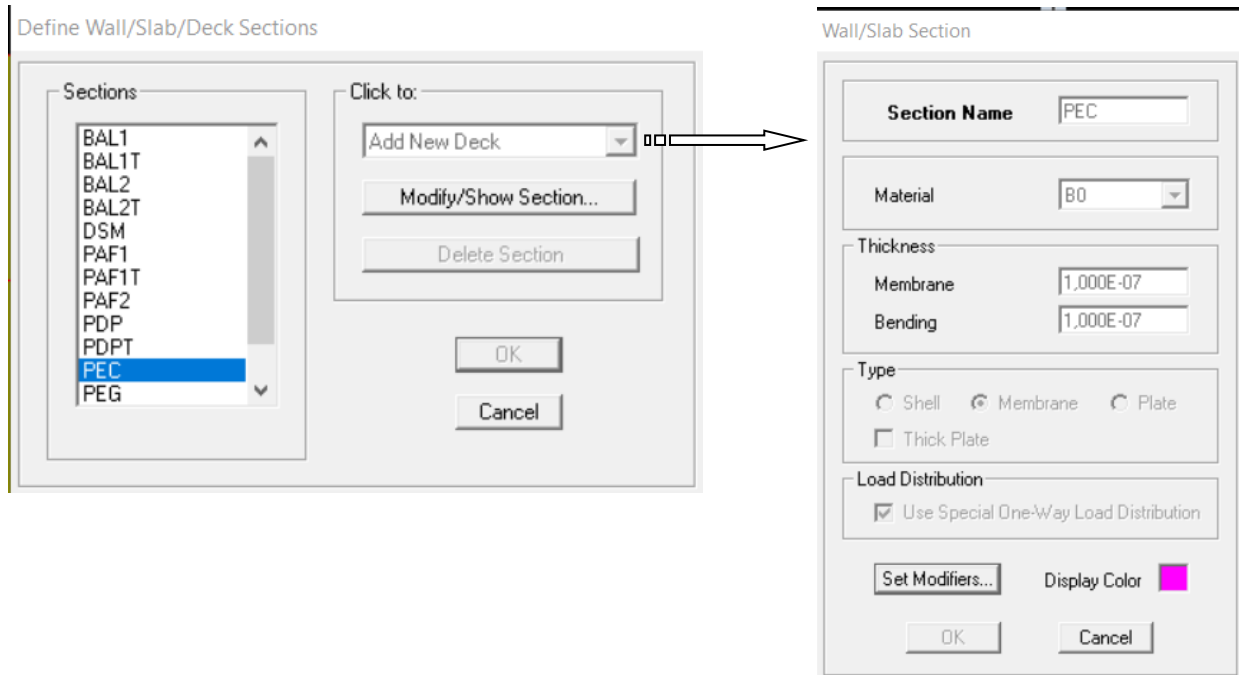
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

-Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

-Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (plancher, dalle pleine, voile).


On choisit le menu **Define** et **wall/slab** :



a- Dessin des éléments de la structure :



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

a-1- Pour les poteaux :

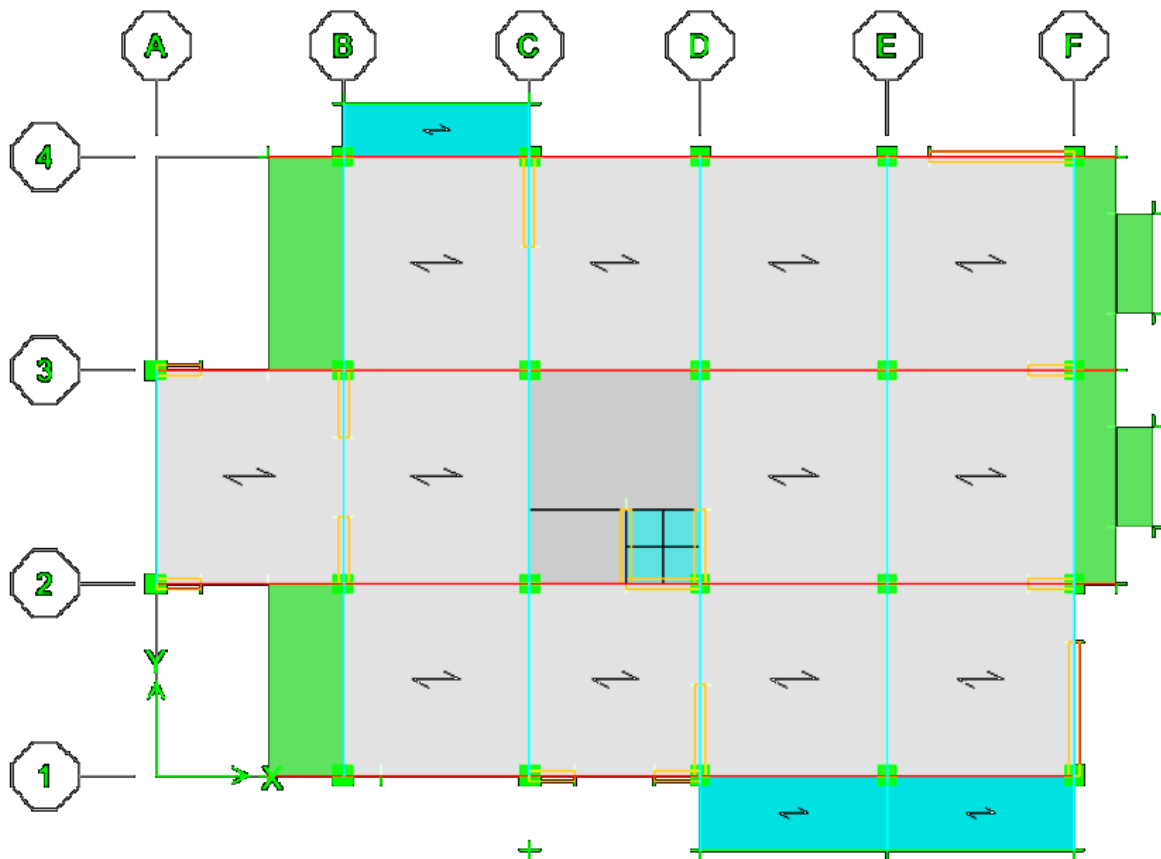
on clique sur le bouton  une fenêtre s'affiche (**properties of object**) **None** on choisit le nom de la section (POT-ESOL/1 par exemple) on valide.

Properties of Object	
Property	POT-ESOL/1
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	n

a-2- Pour les poutres et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres, et sur  pour les voiles,

Après affectation des éléments de la structure comme pour tous les étages on obtient le résultat suivant :



4- Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a- Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

a-1- Charges permanentes :

- Load Name (Nom de la charge): **G**
- Type : **DEAD** (permanente)
- Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

a-2- Surcharges d'exploitation :

- Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

b- Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel

Zone : IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2(bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

Coeff comportement : voiles porteurs

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S2

Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :


- Conditions minimales sur les files de contreventement,
- La redondance en plan,
- La régularité en plan,
- La régularité et en élévation,

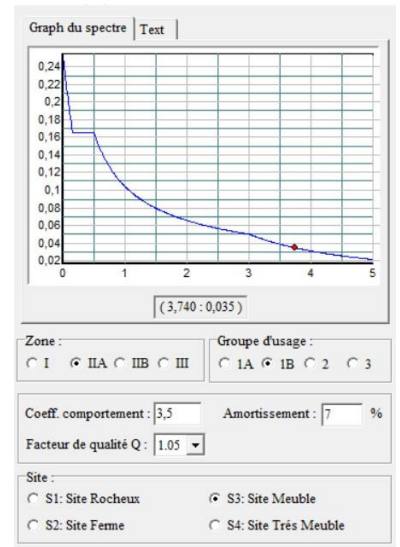
- Contrôle de la qualité des matériaux,
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q=1,05**.

On introduit dans le logiciel  les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** pour voir les valeurs.



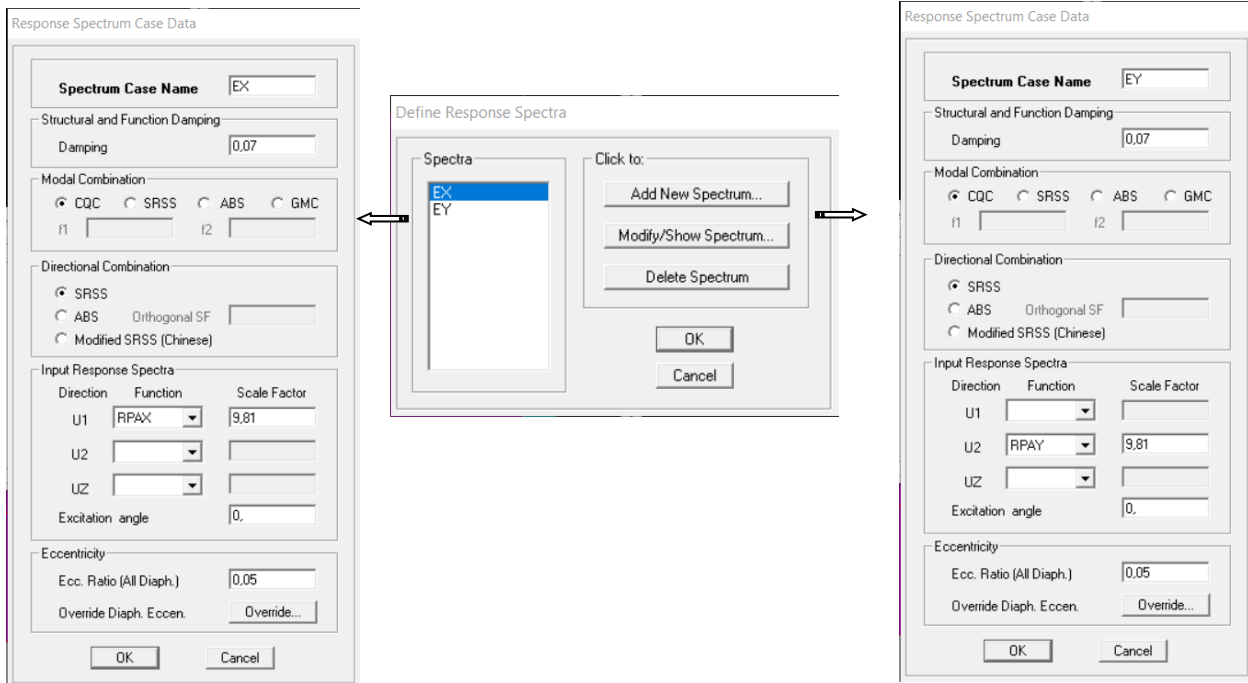
- Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → Reponse spectrum fonctions...

Function Name
(nom du spectre) : RPA

Une fois que le spectre est introduit, nous allons procéder à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement **E** (séisme) dans les deux directions Ex et Ey; on clique sur :

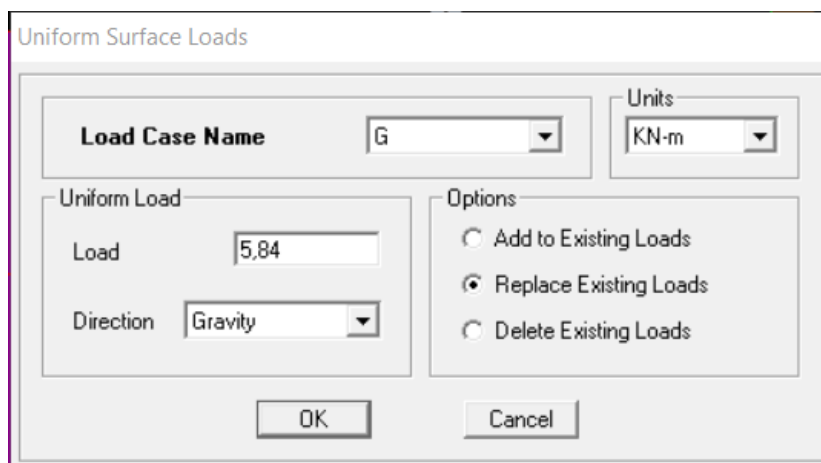
Define reponse spectrum cases.



5- Cinquième étape : (Chargement de plancher)

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Uniform surface loads → **uniform loads** → **ok**



6- Sixième étape : (introduction des combinaisons d'actions)

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons aux états limites :

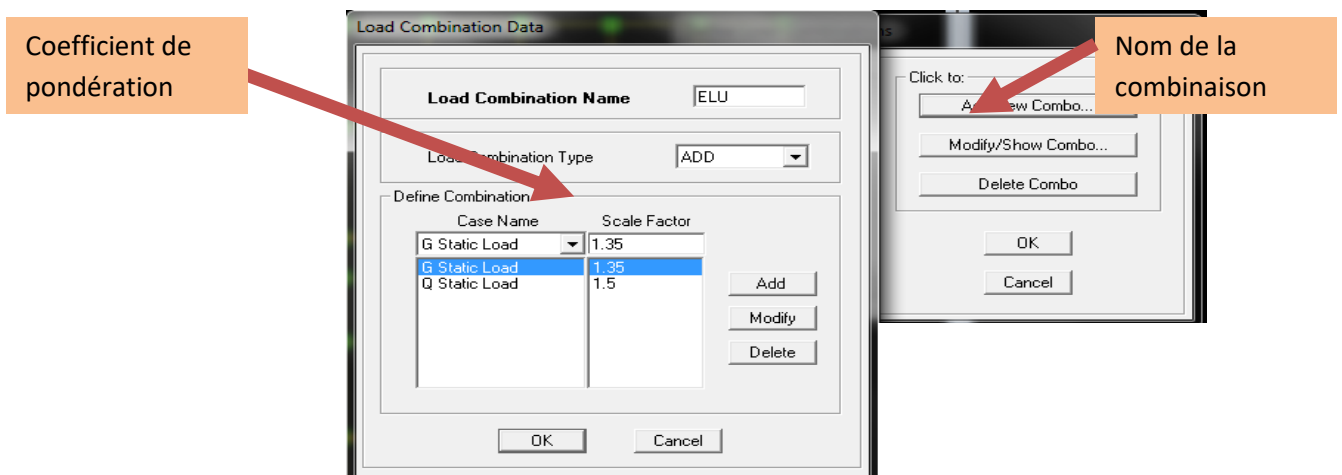
$$\text{BAEL91} \quad \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

Define static load combinations → Add New Combo



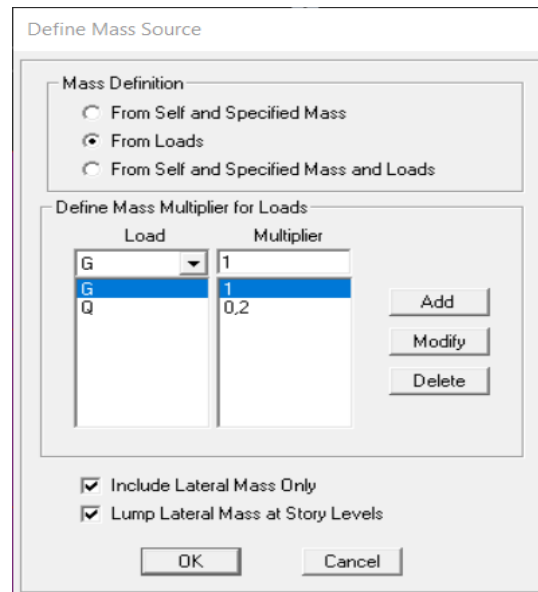
On reprend la même opération pour les autres combinaisons.

7- Septième étape : (introduction de la masse sismique)

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :




Define Mass Source



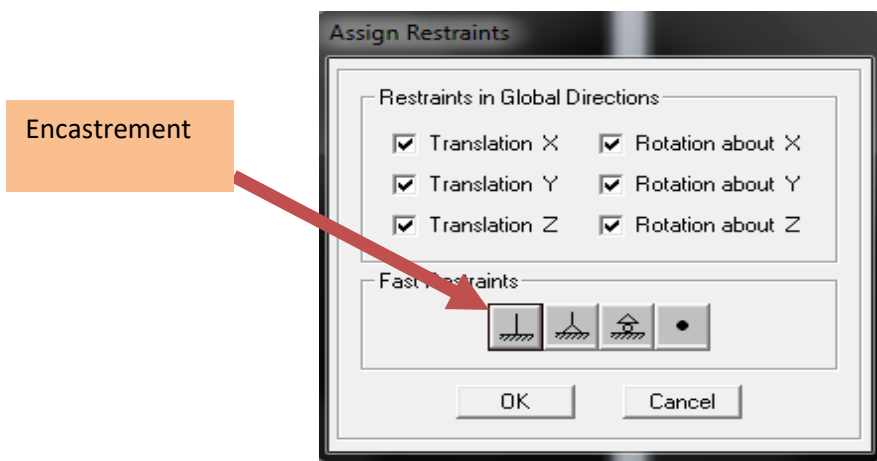
8- Huitième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

a- Les appuis :


Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ; 

Assign → Joint point → Straints (support) :

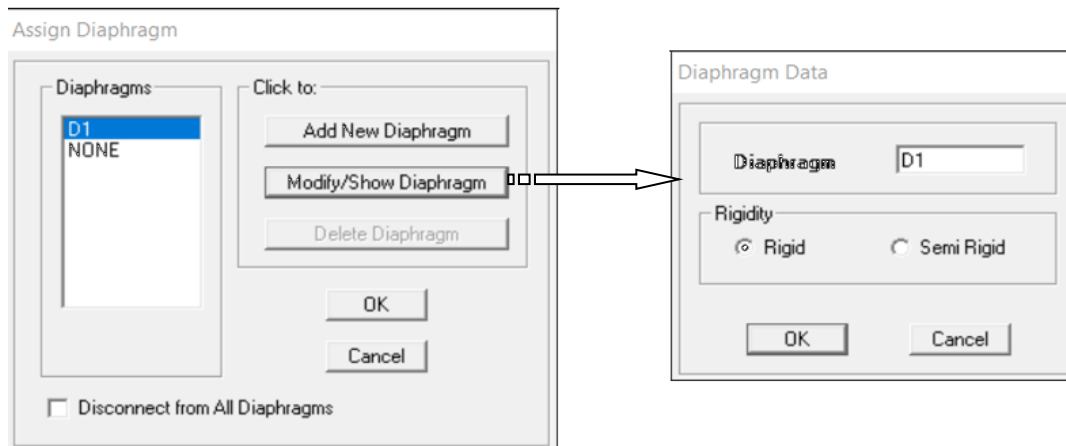
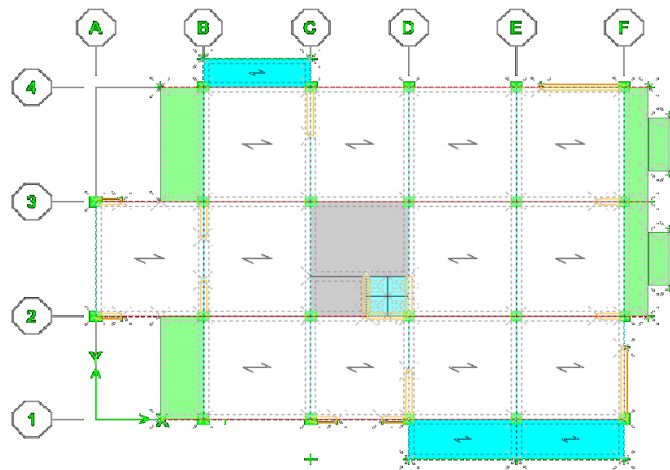
On clique sur l'icône de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.



b- Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône  ou en suivant les étapes suivantes :

Assign→Joint/point→Diaphragme→Add New Diaphragm.

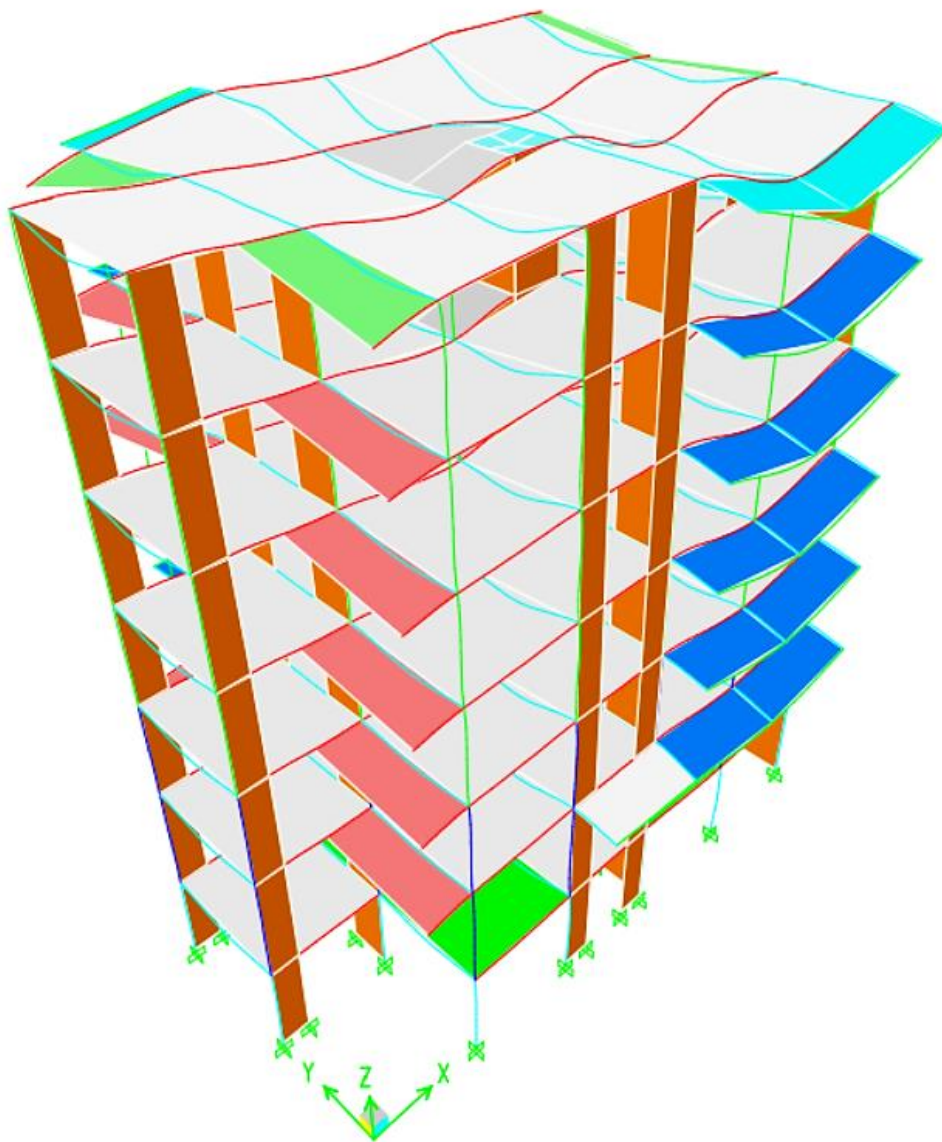


Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider,

En refait la même opération pour chaque plancher.

9- Analyse et visualisation des résultats :

Pour le lancement de l'analyse : **Analyse**→**Run Analysis**( ou F5)



10- On passe au vérifications RPA

CHAPITRE V

VERIFICATIONS EXIGENCES RPA

I- Introduction

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures obligatoires pour la réalisation d'une construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

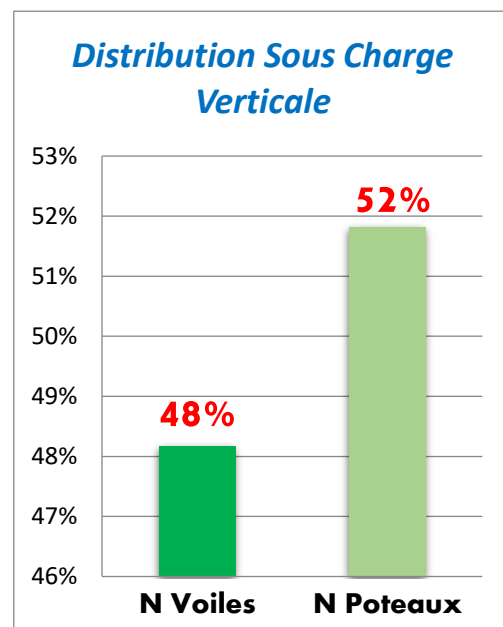
- **Justification du système de contreventement :**

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (forces sismiques) que reprend chaque élément entre les voiles et les portiques, après tout sa on peut juger les types de contreventement selon les règles du RPA puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003].

	Poteaux		
	Vx [KN]	Vy [KN]	N [KN]
TERRASSE	280,14	229,74	1060,87
ÉTAGE 4	302,97	240,14	2043,23
ÉTAGE 3	358,25	292,42	3033,98
ÉTAGE 2	351,85	292,09	4082,18
ÉTAGE 1	471,82	402,97	5476,53
RDC	303,84	256,51	6748,33
E-SOL	237,69	197,69	7790,24

Somme	2306,56	1911,56	30235,36
--------------	---------	---------	----------

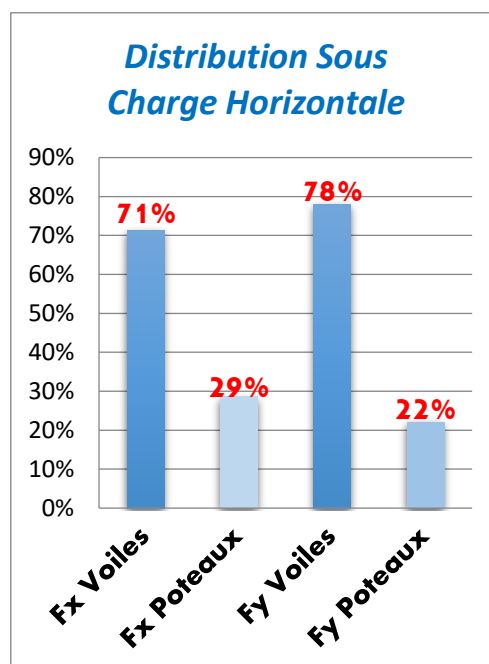
Vx Poteaux	329,50857	29%
Vy Poteaux	273,08	22%
N Poteaux	4319,3371	52%



	Voiles		
	Vx [KN]	Vy [KN]	N [KN]
TERRASSE	163,02	245,73	1139,56
ÉTAGE 4	479,08	598,88	2184,36
ÉTAGE 3	695,53	843,04	3220,77
ÉTAGE 2	912,92	1074,5	4199,73
ÉTAGE 1	949,86	1134,93	4895,65
RDC	1225,04	1396,27	5833,26
E-SOL	1325,62	1491,52	6636,4

Somme	5751,07	6784,87	28109,73
--------------	---------	---------	----------

Vx Voiles	821,58143	71%
Vy Voiles	969,26714	78%
N Voiles	4015,6757	48%



Conclusion :

Les voiles reprenant plus de 20% des charges verticales et plus de 75% des charges horizontales, d'après [Art 3.4.A.2 du RPA 99/2003], notre structure est contreventée par **voiles porteurs**, alors en prend un coefficient de comportement « **R= 3.5** ».

• Vérification des résultats du logiciel selon RPA 99/Mod 2003 :

Pour passer au ferrailage de la structure il faut d'abord vérifier les conditions ci-dessous exigées par le RPA99 Modifier 2003 (règlement parasismique algérien),

- Pourcentage de masse participante
- Estimation de la période fondamentale
- Les modes de déformations
- Vérification de l'excentricité
- Vérification de l'effort tranchant à la base
- Vérification de l'effort normale réduit

- Vérification du déplacement inter étage
- Vérification du déplacement second ordre (l'effet P-Δ)

1- Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA 99/2003]

La masse modale participante doit dépasser 90% dans le sens x-x et y-y

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,579507	71,1893	0,0153	0,0000	71,1893	0,0153	2,9216
	2	0,528189	0,0186	71,6338	0,0000	71,2079	71,6491	2,8809
	3	0,504598	2,3597	2,5378	0,0000	73,5676	74,1869	68,5989
	4	0,158971	11,1747	0,3753	0,0000	84,7423	74,5622	2,3057
	5	0,143842	1,8238	11,3509	0,0000	86,5662	85,9130	1,0175
	6	0,129332	2,0981	2,4691	0,0000	88,6643	88,3821	11,4802
	7	0,073269	3,2506	0,3324	0,0000	91,9149	88,7145	1,1730
	8	0,063744	1,0360	3,8403	0,0000	92,9509	92,5549	0,2907

Pourcentage de masse participante

Comme on peut voir dans le tableau que la masse participante est atteinte

*Dans le sens x-x au mode 7

*Dans le sens y-y au mode 8

2- Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2.4 RPA99/2003]

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6

et 4.7 du RPA99/2003.
$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

Avec : h_N : Hauteur total de la structure mesure de la base au dernier niveau.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage tirée du tableau 4.6 du RPA 99/2003.

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

(a) Pour le sens longitudinal :

$$h_N = 21.77 \text{ [m]} \quad d_x = 17.60 \text{ [m]} \quad . C_T = 0.05$$

$$\text{Alors : } T = \min (0.504 \text{ sec}, 0.467 \text{ sec})$$

$$\text{Donc } T = 0.466 \text{ sec}$$

(b) Pour le sens transversal :

$$h_N = 21.77 \text{ [m]} \quad d_y = 12.00 \text{ [m]}. \quad C_T = 0.05$$

$$T = \min (0.504 \text{ sec}, 0.566 \text{ sec})$$

$$\text{Donc } T = 0.467 \text{ sec}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{LOG} < T_{RPA}$$

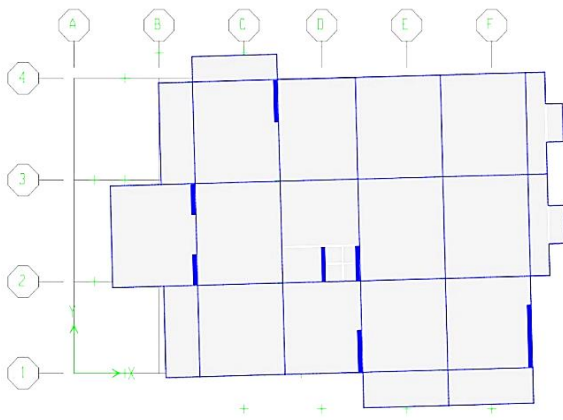
$$T_{RPA} = 0.467 \times 1.3 = 0.607 \text{ s}$$

Alors : $T_{RPA} = 0.607 \text{ sec} > T_{LOG} = 0.579 \text{ sec}$

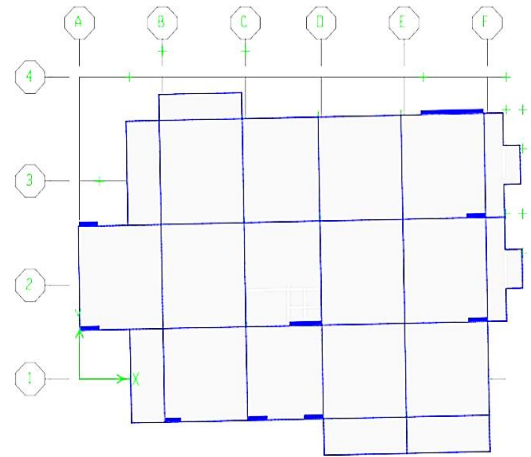
	Mode	Period
▶	1	0,579507
	2	0,528189
	3	0,504598
	4	0,158971
	5	0,143842
	6	0,129332
	7	0,073269
	8	0,063744

Condition Vérifiée

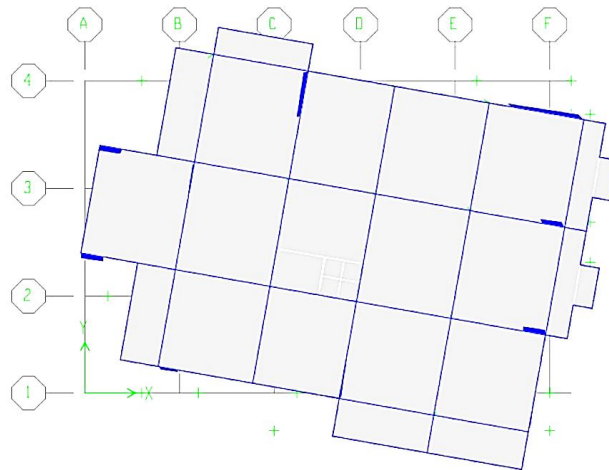
3- Les modes de déformations



Mode 1 : Translation selon (X-X)



Mode 2 : Translation selon (Y-Y)



Mode 3 : Rotation autour de l'axe (Z)

4- Vérification de l'excentricité : [art 4-2-7 RPA99/2003]

Dans cette étape on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et l'en compare à la valeur 5% de la longueur et la largeur selon les deux axes,

$$\text{C.a.d } XCCM - XCR < 5\%l_x \text{ et } YCCM - YCR < 5\%l_y$$

Avec : $XCCM - XCR$: Excentricités dans le sens xx.

$YCCM - YCR$: Excentricités dans le sens yy.

Les résultats :

	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	E-SOL	D1	9,733	5,502	10,335	6,681
	RDC	D2	9,834	5,345	10,588	6,787
	ÉTAGE 1	D3	9,865	5,445	10,452	6,558
	ÉTAGE 2	D4	9,872	5,442	10,263	6,306
	ÉTAGE 3	D5	9,872	5,442	10,072	6,059
	ÉTAGE 4	D6	9,872	5,442	9,890	5,825
	TERRASSE	D7	9,735	5,577	9,738	5,625

Tableau des valeurs de l'excentricités dans ETABS

Etages	lx	5% lx	Excentricité	Observation
Entresol	19,1	0,955	> 0,60	CV
RDC	19,1	0,955	> 0,75	CV
Etage 1	19,1	0,955	> 0,59	CV
Etage 2	19,1	0,955	> 0,39	CV
Etage 3	19,1	0,955	> 0,20	CV
Etage 4	19,1	0,955	> 0,02	CV
Terrasse	19,1	0,955	> 0,003	CV

Comme on peut le voir dans ce tableau, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages.

5- Vérification de l'effort tranchant à la base : [art 4-3-6RPA99/2003]

La résultante des forces sismiques à la base ($V_{\text{dynamique}}$) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V_{statique}).

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

- **Calcul de la force sismique totale :**

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99/version 2003 (art 4,2, 3)}$$

- **Coefficient d'accélération de la zone A :**

Zone				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

(RPA99/2003) Tableau 4.1 : coefficient d'accélération de la zone A

Pour la zone : IIa et Groupe 2 on a « **A=0.15** »

- **Facteur d'amplification dynamique D :**

$$\text{D'où } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad \eta = 0,764 > 0,7. \quad \xi = 07 \%$$

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\} \quad T=0.655s \quad (\text{calculé précédemment})$$

A partir Tableau 4.7 (RPA99/2003) et de la classe du site S3 en 'a : T1=0,15s et T2=0,50s

$$T_2 = 0,50s \leq T = 0,655s \leq 3.0s \quad \text{Donc} \quad D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D=2.193$$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

$$\text{A partir Tableau 4.3 (RPA99/2003)} \quad R=3,5$$

Facteur de qualité Q :

Critère		Pq
1	Condition minimale sur les files de contreventement	0
2	Redondance en plan	0
3	Régularité en plan	0,05
4	Régularité en élévation	0
5	Contrôle de la qualité de l'exécution	0
6	Contrôle de la qualité des matériaux	0,00

Q est déterminé par la formule : $Q=1+\sum_1^6 p_q$ **Q=1.05**

Avec : P_q : pénalité à retenir selon que le critère de quantité "q" soit satisfaite ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/2003).

- **Masse totale de la structure W :**

Le modèle de calcul se présente comme une console rigidement encadrée à sa base (E/Sol), les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers et représentent chacune un degré de liberté.

La masse est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : le poids total de niveau i

W_{Gi} : le poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : le poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99/2003)

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc **β = 0.2**

Alors on a :

$$G=11\,660.047 \text{ KN} \quad \beta Q= 2\,843.913 \text{ KN} \quad \text{alors} \quad W=14\,503.96 \text{ KN}$$

Récapitulatif :

A	D	W [KN]	Q	R
0,15	2,193	14 503,96	1,05	3,5

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times (2,193) \times (1,05)}{3,5} \times (14503,96) \quad V_{stat} = 1145,234 [KN]$$

Détermination de l'effort tranchant dynamique sur ETABS :

Story	Load	Loc	VX
E-SOL	EX	Bottom	1563,3
RDC	EX	Bottom	1528,9
ÉTAGE 1	EX	Bottom	1421,7
ÉTAGE 2	EX	Bottom	1264,8
ÉTAGE 3	EX	Bottom	1053,8
ÉTAGE 4	EX	Bottom	782,1
TERRASSE	EX	Bottom	443,2

Extraction de l'effort tranchant (Vx) dans ETABS

Story	Load	Loc	VY
E-SOL	EY	Bottom	1689,21
RDC	EY	Bottom	1652,78
ÉTAGE 1	EY	Bottom	1537,9
ÉTAGE 2	EY	Bottom	1366,59
ÉTAGE 3	EY	Bottom	1135,46
ÉTAGE 4	EY	Bottom	839,02
TERRASSE	EY	Bottom	475,47

Extraction de l'effort tranchant (Vy) dans ETABS

$$V_{d,x}(KN) = 1563,3 \text{ KN}$$

$$V_{d,y}(KN) = 1689,21 \text{ KN}$$

• **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

	$V_{d.X}(KN)$	$V_{d.Y}(KN)$	$V_{stat}(KN)$	$0.8V_{stat}$	Observation
Ex	1563,310		1431,543	1145,234	Condition Verifiée
Ey		1689,210	1431,543	1145,234	Condition Verifiée

La résultante des forces à la base ' $V_{dynamique}$ ' obtenue par la combinaison des valeurs Modales est supérieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente ' $V_{statique}$ '. [Art 4.3.6 RPA99/2003] donc la condition est vérifiée.

6- Vérification de l'effort normal réduit [art 7.4.3.1 RPA99/2003]

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec : N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton. $f_{c28} = 25(MPa)$

Niveaux	N_d (KN)	Section brute			v	Observation
		a(cm)	b(cm)	B_c (cm ²)		
E/Sol	1295,02	45	45	2025	0,256	Condition Verifiée
RDC	1057	40	40	1600	0,264	Condition Verifiée

Remarque : après la première modélisation l'effort normal n'étant pas vérifié, donc nous avons dû augmenter les sections des poteaux du rez-de-chaussée de 40x40 à 45x45 .

7- Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.4.3 RPA99/2003]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

$$\delta_{ek} = \frac{\tau_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

$\sum R_{ij}$: Somme des rigidités de niveau.

Etage			Sens XX				Sens YY			
			Dép <i>ex</i>	Dép <i>ex*R</i>	Délt <i>a</i>	Obs	Dép <i>ey</i>	Dép <i>ey*R</i>	Délt <i>a</i>	Obs
<i>Niv</i>	<i>H(cm)</i>	<i>1%h</i>								
E-SOL	297	2,97	0,10	0,34			1,51	5,28		
RDC	350	3,5	0,35	1,24	0,90	CV	1,31	4,59	-0,69	CV
ÉTAGE 1	306	3,06	0,63	2,21	0,96	CV	1,09	3,81	-0,78	CV
ÉTAGE 2	306	3,06	0,92	3,23	1,03	CV	0,84	2,93	-0,88	CV
ÉTAGE 3	306	3,06	1,21	4,23	1,00	CV	0,57	2,01	-0,92	CV
ÉTAGE 4	306	3,06	1,47	5,14	0,91	CV	0,32	1,12	-0,89	CV
TERRASSE	306	3,06	1,69	5,92	0,78	CV	0,09	0,30	-0,82	CV

τ_{ij} : Effort tranchant de niveau.

R : Coefficient de comportement.

Déplacement relatif du niveau $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

8- Vérification de l'effet $P\Delta$ [art 5.9 RPA99/2003]

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

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \theta_k \leq 0.1 : \text{ effet P-Delta peut être négligé.} \\ \text{Si } 0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 : \text{ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur} \\ \text{égale à } 1/(1 - \theta_k). \end{array} \right.$

Si $\theta_k > 0.2$: la 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 total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «**k**» avec « $P_k = W_{Gk} + 0.2W_{Qk}$ »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «**k**»

Δ_k : déplacement relatif du niveau «**k**» par rapport au niveau «**k-1**»

H_k : hauteur d'étage «**k**».

L'effet $P\Delta$ représente la stabilité d'ensemble c'est à dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Étage			Sens XX				Sens YY			
Niv	h [cm]	P_k [KN]	V_x^k [KN]	Δ_x^k [cm]	θ_x	Observation	V_y^k [KN]	Δ_y^k [cm]	θ_y	Observation
E-SOL	297	14503,96	1563,31	0,359	0,011	C.V	1689,21	0,238	0,007	C.V
RDC	350	12658,9	1528,88	0,772	0,018	C.V	1652,78	0,508	0,011	C.V
ÉTAGE 1	306	10449,49	1421,68	0,990	0,024	C.V	1537,9	0,662	0,015	C.V
ÉTAGE 2	306	8359,22	1264,77	1,088	0,023	C.V	1366,59	0,739	0,015	C.V
ÉTAGE 3	306	6332,06	1053,78	1,127	0,022	C.V	1135,46	0,768	0,014	C.V
ÉTAGE 4	306	4304,9	782,05	1,088	0,020	C.V	839,02	0,748	0,013	C.V
TERRASSE	306	2277,74	443,16	1,008	0,017	C.V	475,47	0,699	0,011	C.V

Vérification de l'effet $P\Delta$ dans les deux sens

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES POUTRES

I- Introduction :

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

II- Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a-	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
b-	G + Q ± Ex, y	(5.1 RPA 99/2003)
	0.8 G ± Ex, y	(5.2 RPA 99/2003)

III- Recommandation du RPA version 2003 :

a- Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b- Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = \rightarrow \rightarrow 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Etapas de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée

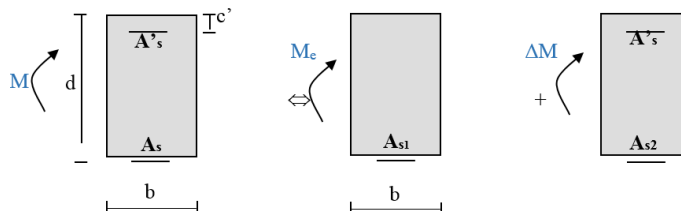
Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

La section réelle est considérée comme équivalente a la somme de deux sections fictives.



A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \cdot b \cdot d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta_e \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

IV- Exemple de calcul

On propose de calculer la section d'armature de la Poutre Principale Sur appuis et en travée du plancher :

1- Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant :

Pour pouvoir Procéder aux ferrailrages des poutres en 'a besoin des Moment de flexion 'My' effort Tranchant 'T' extrait de (ETABS).

Etape Extraires « My » et « T » :

1. Sélectionner les poutres Principales des plancher.
2. aller 'Display → Show Tables ' puis sélectionner les combinaisons suivant le cas de charge dans 'Select Cases/Combos'.
3. Aller dans 'Analysis Results' cocher 'Table : Beam Forces' dans 'Frame Output'
4. Valider avec 'Ok, le tableau suivant s'affiche.


Beam Forces

Edit View

Beam Forces

	Story	Beam	Load	Loc	V2	M3
▶	TERRASSE	B1	ELU	0,175	-26,84	-5,279
	TERRASSE	B1	ELU	0,639	-17,57	5,029
	TERRASSE	B1	ELU	1,104	-8,30	11,032
	TERRASSE	B1	ELU	1,568	0,87	12,732
					10,24	10,128
					19,51	3,220
					28,78	-7,991
					38,05	-23,507
	TERRASSE	B1	GQEX MAX	0,175	-14,69	2,777
	TERRASSE	B1	GQEX MAX	0,639	-7,91	8,023
	TERRASSE	B1	GQEX MAX	1,104	-1,14	10,124
	TERRASSE	B1	GQEX MAX	1,568	5,64	9,556
	TERRASSE	B1	GQEX MAX	2,032	12,42	9,929
	TERRASSE	B1	GQEX MAX	2,496	19,19	7,167
	TERRASSE	B1	GQEX MAX	2,961	25,97	1,260
	TERRASSE	B1	GQEX MAX	3,425	32,75	-7,794
	TERRASSE	B1	GQEX MIN	0,175	-24,55	-10,491
	TERRASSE	B1	GQEX MIN	0,639	-17,77	-0,668
	TERRASSE	B1	GQEX MIN	1,104	10,00	6,000

T : Effort tranchant (valeur Max absolue)
 M_t : Moment en travée (valeur Max positive)
 M_a : Moment en appuis (valeur Min négative)


OK

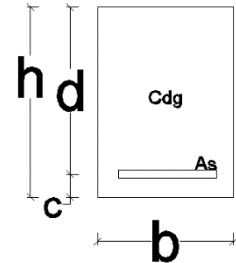
2- Calcule du ferrailage

a- Armature longitudinale :

En Travée: Données

$M_t = 52.89 [KN.m]$ $h=35 [cm]$

$b=30 [cm]$ $c=2 [cm]$ $d=h-c=33 [cm]$



Calcule :

$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{52.89 \cdot 10^3}{30 \cdot 33^2 \cdot 14.2}$ $\mu_b = 0.114$ $\beta = 0.939$

$\mu_b = 0.114 < \mu_l = 0.392$ Section Simplement Armée (S.S.A)

$A_u = \frac{M_A}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{52.89 \cdot 10^3}{0.939 \cdot 33 \cdot 348}$ $A_u = 4.90 [cm^2]$

$A_{min} = 5\%b \cdot x \cdot h = 0.05 \cdot 0.3 \cdot 0.35$ $A_{min} = 5.25 [cm^2]$

Soit en Prend **3HA14 (fil)** et **2HA12(Chap) = 6.88 [cm²]**

Au Appuis : Données

$M_A = 80.56 [KN.m]$ $h=35 [cm]$ $b=30 [cm]$ $c=2 [cm]$ $d=h-c=33 [cm]$

Calcule :

$\mu_b = \frac{M_A}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{80.56 \cdot 10^3}{30 \cdot 33^2 \cdot 14.2}$ $\mu_b = 0.174$ $\beta = 0.904$

$\mu_b = 0.173 < \mu_l = 0.392$ Section Simplement Armée (S.S.A)

$A_u = \frac{M_A}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{80.56 \cdot 10^3}{0.904 \cdot 33 \cdot 348}$ $A_u = 7.76 [cm^2]$

$A_{min} = 5\%b \cdot x \cdot h = 0.05 \cdot 0.3 \cdot 0.35$ $A_{min} = 5.25 [cm^2]$

Soit en Prend **3HA14 (fil)** et **3HA12(Chap) = 8.01 [cm²]**

Récapitulatifs du ferrailage des poutres principales et poutres secondaires, des sections d'armature, le choix des aciers adoptés :

Poutres	Zone	M _u (KN.m)	μ	obs	β	A _{min} [cm ²]	A _{max} ^{Ap} [cm ²]	A _{max} ^{Trav} [cm ²]	Ah Cal [cm ²]	Ah Adpt [cm ²]
Poutres Principales (30x35)	Travée	52,89	0,114	S.S.A	0,939	5,25	/	42,00	4,91	3 HA 14 (fil)+ 2 HA 12 (Chap) 6,88
	Appuis	80,56	0,174	S.S.A	0,904	5,25	63,00	/	7,76	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 8,01
Poutres Secondaires (30x35)	Travée	38,03	0,082	S.S.A	0,957	5,25	/	42,00	3,46	3 HA 12 (fil)+ 2 HA 12 (Chap) 5,65
	Appuis	40,55	0,087	S.S.A	0,954	5,25	63,00	/	3,70	3 HA 12 (fil)+ 2 HA 12 (Chap) 5,65

Calcule Armature Longitudinale a l'ELU

b- Armature transversale :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutre	S _t (cm)			A _t (cm ²)	Ferailage
Poutre Principale (30x35)	Zone nodale St ≤ min(h/4;12φ)	St ≤ min(8,75;16,8)	8	0,72	4 HA 8 2,01
	Zone courante St ≤ (h/2)	St ≤ 17,5	15	1,35	
Poutre Secondaire (30x35)	Zone nodale St ≤ min(h/4;12φ)	St ≤ min(8,75;14,4)	8	0,72	4 HA 8 2,01
	Zone courante St ≤ (h/2)	St ≤ 17,5	15	1,35	

Calcul Armature Transversale a l'ELU

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

(a) Armature de peau :

Les armatures de peau ne sont pas nécessaires car la hauteur h des poutres ne dépasse pas 70cm.

(b) Délimitation de la zone Nodale et Courante :

• **Zone Nodale**

$L' = 2x h$ Avec : h : hauteur de la poutre

On aura :

$L' = 2x35 = 70$ cm. Poutres principales de (30 X 35)

$L' = 2x35 = 70$ cm. Poutres secondaires de (30 X 35)

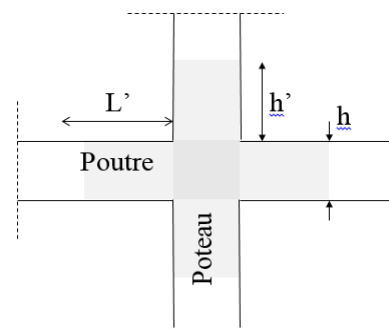
• **Zone Courante :**

$L_{Courante} = L_{nue\ d'appui} - 2L'$

• **Dispositions constructives :**

Les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

* $\frac{L}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appuis intermédiaire voisin d'un appui de rive.



Zone Nodale

* $\frac{L}{5}$ 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.

Les barres inférieures du second lit arrêtées à une distance des nus des appuis $\leq \frac{L}{10}$.

3- Vérification a l'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A \frac{f_{t28}}{f_e \text{ min}}$$

. - Poutres principales de (30x35): $A_{\text{min}} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,195 \text{ cm}^2}$.

La condition de non fragilité est vérifiée

b- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u : \text{l'effort tranchant max a l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{77,27 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,78 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

c- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91.Art

A.5.1.32) :

Lorsqu'au droit d'un appuis : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$. On doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutre Principale (30x35) : } 77,27 - \frac{52,89}{0,9 \times 0,33} = -100,81 < 0.$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires. (A.Sup.N.N)

d- Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

Poutre Principale (30x35) :

$$T_u = 77,27 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ KN}$$

e- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutre Principale (30x35) :

$$3HA14 \Rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131,88mm^2$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{77.27 \times 10^3}{0,9 \times 33 \times 10 \times 131.88} = 1.97MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f- Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.33$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49.38$ 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 les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16.93$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75$ cm

Poutres	$A_{min}^{CNF} [cm^2]$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		$T_u^{max} + M_u^{Ap} / 0.9d$		$T_u \leq \bar{T}_u$		$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$	
		T max [KN]	obs		obs	$\bar{T}_u [KN]$	obs	$\tau_{se} [MPa]$	obs
Poutres Principales (30x35)	1,20	77,270	C.V	-193,976	A.Sup.N.N	594,000	C.V	1,973	C.V
Poutres Secondaires (30x35)	1,20	98,200	C.V	-38,332	A.Sup.N.N	594,000	C.V	2,925	C.V

Tableau vérification à l'ELU

4- Vérification à l'ELS :

a- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b- Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton et de l'acier ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15[MPa] \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

Poutre Principale (30x35) :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 6,88}{30 \times 33} = 0,695 \quad \text{Puis en déduit les valeurs de } \beta_1=0,8785 \text{ et } K1=26,65.$$

$$\text{-les contraintes valent alors : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{118,673}{26,65} = 4,453 MPa$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{23,67 \times 10^3}{0,8785 \times 33 \times 6,88} = 118,673 MPa$$

Donc les contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées.

Le reste des vérifications se trouve dans le tableau suivant

Poutre	Zone	Ah Adpt [cm ²]	Ms [KN.m]	ρ	β1	K1	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}		σ _{st} ≤ σ̄ _{st}	
							σbc [Mpa]	obs	σs [Mpa]	obs
Poutres Principales (30x35)	Travée	6,88	23,670	0,695	0,879	26,650	4,455	C.V	118,732	C.V
	Appuis	8,01	34,840	0,809	0,872	23,910	6,328	C.V	151,296	C.V
Poutres Secondaires (30x35)	Travée	5,65	19,830	0,571	0,888	29,445	4,068	C.V	119,795	C.V
	Appuis	5,65	26,900	0,571	0,888	29,445	5,519	C.V	162,505	C.V

Vérification a l'ELS

c- Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Avec } \bar{f} : \text{ la flèche admissible.}$$

L : la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

Poutre Principale (30x35) :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f_{ETABS} = 0,085 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres	f (ETABS)	\bar{f}		Obs
		L [cm]	L/500	
Poutres Principales (30x35)	0,085	400	0,8	C.V
Poutres Secondaires (30x35)	0,014	350	0,7	C.V

Vérification de la flèche Pour les poutres

La flèche est vérifiée pour toutes les poutres dans les deux sens (poutre principale et poutre secondaire).

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE DES POTEAUX

I- Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

	Fe (MPa)	fc₂₈ (MPa)	γ_b	γ_c	F_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

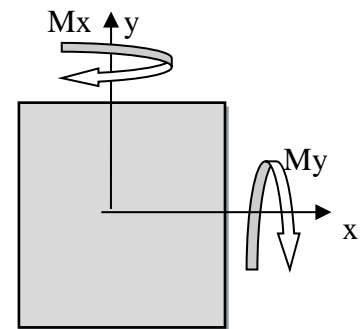
Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : N_{max} - M_{corr}
- Effort normal minimal et le moment correspondant : N_{min} - M_{corr}
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant : M_{max} - N_{corr}

M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : Moment du poteau dans le sens transversal



Les moments dans les poteaux.

II- Combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **BAEL91/modifié 99 :**
 ELU : $1.35G + 1.5Q$
 ELS : $G + Q$
- **RPA99/modifié 2003 :**
 $G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$

III- Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS .

IV- Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

1- Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est $L_R = 40\Phi$.

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$(h_1 ; b_1)$: section du poteau

h_e : hauteur d'étage

a- Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

- **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% $b \times h$ en zone IIa :**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

b- Ferrailage maximal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

- **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% $b \times h$:**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% $b \times h$:**

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.008 b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 b \times h$ (cm ²)	Zone courante : $A_{\max} = 0.04 b \times h$ (cm ²)
(45 × 45)	16,2	121,5	81
(40 × 40)	12,8	96	64
(35 × 35)	9,8	73,5	49

Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

2- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

A_t: section d'armature transversale.

V_u: effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale **f_e = 400Mpa**.

ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant : ρ_a = 2.5 si l'élançement géométrique: λ_g ≥ 5.

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique: } \lambda_g < 5.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) \text{ en zone nodale.}$$

$St \leq 15\phi_1$ en zone courante.

ϕ_1 : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{At}{b \times St}$ en %, elle est donnée comme suit :

Si $\lambda g \geq 5 \longrightarrow 0.3\%$

Si $\lambda g \leq 3 \longrightarrow 0.8\%$

Si $3 < \lambda g < 5$: Par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\lambda g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l_f** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_L$ minimum.

3- Calcul des armatures à l'ELU :

a- Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

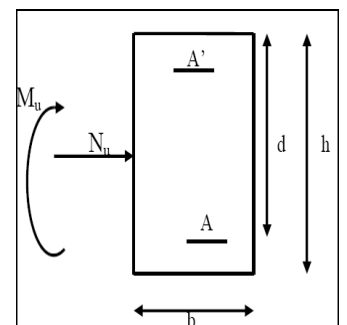
Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants pour la détermination des armatures longitudinales :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

b- Ferraillage d'une section rectangulaire à la flexion composée :

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :



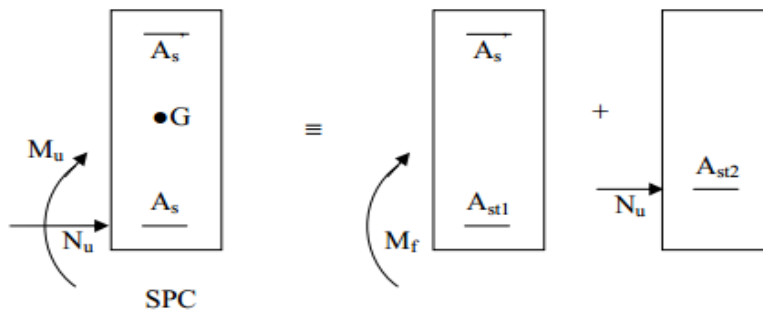
b-1- Section partiellement comprimée (SPC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment fictif et $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$



Section d'un poteau SPC.

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} ; A' = 0$$

D'où la section réelle d'armatures est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

Si : $\mu > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (**SDA**).

Et on calcul:

$$M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

Avec :

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

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

D'où La section réelle d'armatures est $A_s' = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b-2- Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')N_u - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} < (d - c')N_u - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$$

- **Les sections d'armatures sont :**

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} \quad \mathbf{f_{bc}} \text{ en (Mpa) et } \mathbf{M} \text{ en (N.m)}$$

$$\text{Si : } (d - c')N_u - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$$

- **Les sections d'armatures sont :**

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} ; A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité est nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Remarque : Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : Entresol

Zone II : Du RDC au 1^{er} étage.

Zone III : Du 2^{ème} au 5^{ème} étage.

4- Calcul du ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	e	(h/2-c)	Obs	Asc (sup) (cm ²)	Ast (inf) (cm ²)
Zone I (45x45)	N _{max} = -1295,02	M _{corr} = -18,96	0,0286	0,225	SEC	20,01	17,22
	N _{min} = 930,45	M _{corr} = 6,321	0,0055	0,225	SEC	0	0
	N _{corr} = -422,96	M _{max} = 40,013	0,0765	0,225	SET	3,13	9,03
Zone II (40x40)	N _{max} = -902,18	M _{corr} = 9,161	0,0233	0,2	SET	12,29	13,64
	N _{min} = 538,3	M _{corr} = 2,107	0,0011	0,2	SEC	0	0
	N _{corr} = -285,29	M _{max} = 96,49	0,3253	0,2	SPC	0	11,04
Zone III (35x35)	N _{max} = -568,92	M _{corr} = 3,075		0,175	SEC	7,95	8,4
	N _{min} = 144,68	M _{corr} = 31,261	0,0203	0,175	SEC	0	0,03
	N _{corr} = -174,19	M _{max} = 69,246	0,0392	0,175	SPC	0	7,46
			1,3784				

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Ferrailage
(45x45)	16,2	20,35	4HA16+8HA14
(40x40)	12,8	14,2	4HA16+4HA14
(35x35)	9,8	10,67	4HA14+4HA12

Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

5- Les vérifications à l'ELU :

a- Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.040 \end{cases}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.707 L_0$$

L_0 : La hauteur libre du poteau

Niveau	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_b	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
ENTRESOL	25,71	45	42,5	4,666	0,075	0,134	1,875	OK
RDC-1 ^{ER}	63,81	40	37,5	6,186	0,040	0.425	1	OK
2 ^E me -5 ^E me	45,13	35	32,5	6,181	0,040	0.397	1	OK

Vérification au cisaillement

b- Longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{HA12} : L_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{HA16} : L_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{HA14} : L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.39 \text{ cm}$$

c- La longueur minimale de recouvrement : (selon le RPA $L = 40 \varnothing$)

Pour les HA12 :

$$L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les HA16 :

$$L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

d- Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

d-1- Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales « θ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm. Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

θ_L^{\max} : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales (16 mm)

d-2- Calcul des espacements des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) = \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_1^{\min} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_1^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales (12 mm)

d-3- Armatures transversales et vérification au cisaillement : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

$$\rho_1 = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_1 = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g < 5$$

e- Elancement géométrique du poteau :

L'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}; \text{ avec : } a = b$$

$$\text{Tel que : } L_f = 0.707 l_0$$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

Avec : $l_0 = 306$ pour les etages

$$l_0 = 297 \text{ cm pour le E - SOL}$$

$$l_0 = 350 \text{ cm pour RDC}$$

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Par interpolation entre les valeurs précédentes

- **Poteau (45×45) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 297}{45} = 6,181 ; \text{ par interpolation } \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; \rho_1 = 2,5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 25,71}{45 \times 40} \times 10 = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3,75 \times 25,71}{45 \times 40} \times 15 = 0,55 \text{ cm}^2$$

- **Poteau (40×40) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 350}{40} = 6,186 ; \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\% ; \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 63,81}{40 \times 40} \times 10 = 0,99 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2.5 \times 63,81}{40 \times 40} \times 15 = 1,49 \text{ cm}^2$

• **Poteau (35×35) :**

$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.707l_0}{a} = \frac{0.707 \times 306}{35} = 5$; $\lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$; $\rho_a = 2.5$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 45,13}{35 \times 40} \times 10 = 0,81 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 45,13}{35 \times 40} \times 15 = 1,08 \text{ cm}^2$

Sections des armatures transversale :

	45×45	40×40	35×35
	Entresol	RDC-1 ^{er}	2 ^{ème} - 5 ^{ème}
Efforts tranchants (KN)	63,81	45,13	63,81
Elancement géométrique λ_g	6,181	6,186	5
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	2,5	2.5
A_t zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	0,55	0,99	0,81
A_t zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	0,55	1,49	1,08
A_t^{\min} zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	1,57	1,2	1,5
A_t^{\min} zone courante ($S_t=15\text{cm}$)	2,36	1,8	2,25
A_{ad}	2.01	2.01	2.01

• **On adopte :**

Les armatures longitudinales des poteaux (35x35) et (40 x40) et (45x45) seront encadrée avec un cadre HA8 de section transversal 4HA8= 2.01 cm².

6- Vérifications à l'ELS :

a- Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers.

b- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

c- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

c-1- Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90.A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} \longrightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$$

Si : $\Delta < 0 \longrightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalemment la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

c-2-Vérification d'une section entièrement comprimée :

Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \times (A_s + A'_s)$$

Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \times X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ sur la fibre inférieure.}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	Combinaisons	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	Nmax - Mcor	-786,5	0,442	0,0005	0,075	SEC	6.55	20,35	CV
	Nmin-Mcor	-246,49	-1,439	0,006		SEC	6.84		CV
	Ncor-Mmax	-293,31	13,04	0,044		SEC	11.43		CV
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	-647,89	1,702	0,003	0,067	SEC	4.47	14,2	CV
	Nmin-Mcor	-149,71	-8,539	0,057		SEC	5.26		CV
	Ncor-Mmax	-191,7	18,792	0,098		SPC	5.68		CV
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	-414,51	2,241	0,005	0,058	SEC	4.09	10,67	CV
	Nmin-Mcor	-17,17	8,318	0,48		SPC	1.24		CV
	Ncor-Mmax	-28,12	-22,891	0,814		SPC	1.39		CV

Section (cm ²)	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Nature	Béton				Acier			
					σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_b (MPa)	OBS	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_a (MPa)	OBS
Zone I (45x45)	Nmax-Mcor	786,5	0,442	SEC	3.47	3.42	15	CV	51,9	51.4	348	CV
	Nmin-Mcor	-246,49	-1,439	SEC	1.15	1.01		CV	17.1	-15.20		CV
	Ncor-Mmax	-293,31	13,04	SEC	1.95	0.62		CV	27.9	10.06		CV
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	-647,89	1,702	SEC	3.05	2.86	15	CV	45.60	43.10	348	CV
	Nmin-Mcor	-149,71	-8,539	SEC	1.16	0.21		CV	16.4	4.08		CV
	Ncor-Mmax	-191,7	18,792	SPC	1.35	0.4		CV	19.3	6.95		CV
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	-414,51	2,241	SEC	2.01	1.76	15	CV	29.9	26.7	348	CV
	Nmin-Mcor	-17,17	8,318	SPC	0.81	0		CV	9.56	-24.3		CV
	Ncor-Mmax	-28,12	-22,891	SPC	2.2	0		CV	24.9	-81.2		CV

Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99-V 2003**) en zone **II**.

Zones	Niveau	Section (cm²)	Armatures longitudinales
Zone I	E-Sol	45×45	8HA16+8HA14
Zone II	RDC et 1 ^{er} étage	40×40	4HA16+4HA14
Zone III	2 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	35×35	4HA14+4HA12

CHAPITRE VIII

FERRAILLAGE DES VOILES

I- Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (05) zones :

- Zone 1 : E/Sol,
- Zone 2 : RDC , 1^{er} niveau
- Zone 3 : 2^{ème} niveau au 5^{ème} niveau

II- Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	$1.35 G + 1.5 Q$	ELU
	$G + Q$	ELS
	$G + Q \pm E_{x/y}$	RPA 2003
	$0.8 G \pm E_{x/y}$	RPA 2003

III- La méthode des bandes (MDB)

C'est une méthode qui vient de la résistance des matériaux (RDM), Les efforts sont résumés en une résultante verticale équivalente à la situation la plus défavorable (M, N) qui est censé être reprise par les armatures verticales. Le calcul se fera pour des bandes de largeur d.

1- Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les contraintes σ_{\max} et σ_{\min} qu'on extrait du programme de modélisation ETABS.

- Calcule de la longueur tendue et comprimer

$$L_t = L - L_c \quad \text{et} \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

-Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \dots [1] \text{Art7.7.4}$$

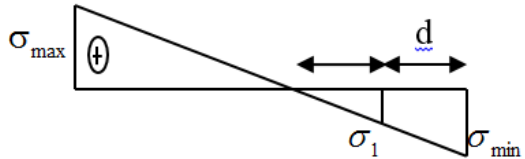
Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

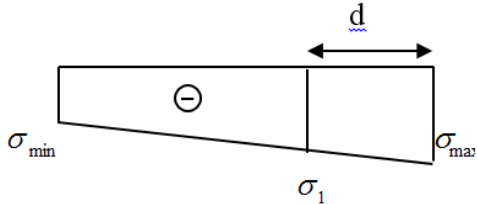
L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

Remarque : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Les différents cas de section :

<p>a. Section entièrement comprimée</p>	<p>Les efforts normaux :</p> $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$ <p><u>Détermination des armatures :</u></p> <p>Armatures verticales :</p> $A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } B = d \times e. \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$ <p>Armatures minimales : (BAEL 91)</p> $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$
<p>b. Section partiellement comprimée</p>	<p>Les efforts normaux</p> $N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ 

	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ <p><u>Détermination des armatures :</u></p> <p>Armatures verticales :</p> $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$ <p>Armatures minimales : (BAEL 91)</p> $A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right)$
<p>c. Section entièrement tendue</p>	<p><u>Les efforts normaux</u></p> $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ <p><u>Détermination des armatures :</u></p> <p>Armatures verticales :</p> $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ <p>Avec : $\sigma_s = 348 MP_a$</p> <p>Armatures minimales : (BAEL 91)</p> $A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$ 

IV- Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

a- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le BAEL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

b- 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 ([1] Art7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

c- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c} \quad \text{Avec :} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

d- Disposition constructive :

d-1- Espacement :

D'après le R.P.A.99 version 2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

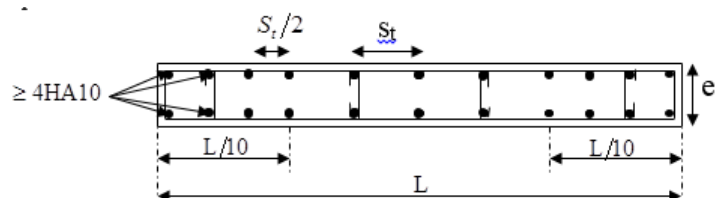


Figure 1_ Disposition des Armature verticale dans un voile

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

d-2- 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.

d-3- Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

V- Les vérifications :

1- Vérification à L'ELS :

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \text{ et } \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué ; B : Section du béton ; A : Section d'armatures adoptée

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

a-1- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile ; d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute ; $V = 1,4 \times V_{\text{calculé}}$

a-2- D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement ; Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI- Exemple de calcul :

Ferraillage d'un Voile Longitudinal L=2.70 m en Zone I (Vx1.Z1)

1- Caractéristiques géométriques :

$$L_{\text{Voile.Z1}}=2.48 \text{ m} \quad e=0.20 \text{ m} \quad I= 0.253 \text{ m}^4 \quad B=0.495 \text{ m}^2 \quad V=V'=1.238 \text{ m}$$

2- Calcul de Sollicitation :

-Les contraintes σ_{\max} et σ_{\min} qu'on extrait du programme (ETABS) :

$$\sigma_{\max} = 3722 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -5862 \text{ KN/m}^2$$

-Calcul des Longueurs comprimées et tendues :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{3722}{5862 + 3722} \times 2.48 = \mathbf{0.96m} \quad L_t = L - L_c = 1.51\text{m}$$

- Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \quad d \leq 0.64\text{m}$$

- **Bande 1 :** $d_1 = \min(L_c/2 ; d) = 0.64\text{m}$

$$\text{A partir du Triangle Semblable on a } \sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{d_1}{L_t} \quad \sigma_1 = 2481.487 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e \quad N_1 = 534.66 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} \quad A_{v1} = 13.37 \text{ cm}^2$$

- **Bande 2 :** $d_2 = L_t - d_1 = 0.87\text{m}$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e \quad N_2 = 216.61 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} \quad A_{v2} = 5.42 \text{ cm}^2$$

3- Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.005 \times d \times e\right) = 6.4\text{cm}^2$$

4- Armatures de couture:

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} \quad A_{vj} = 15.73 \text{ cm}^2$$

5- Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj}/4 = 13.37 + 15.73/4 = \mathbf{17.30 \text{ cm}^2}$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj}/4 = 5.42 + 15.73/4 = \mathbf{9.35 \text{ cm}^2}$$

a- Choix des armatures:

$$A_{vt1} = \mathbf{12HA14} = 18.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Espacement } d1/((12/2)-1) = 12.80 \text{ cm en prend } \mathbf{St=12 \text{ cm.}}$$

$$A_{vt2} = \mathbf{10HA12} = 11.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{St=17 \text{ cm.}}$$

a-1- Armatures horizontales :

$$\mathbf{D'après le BAEL 91 : } A_h = A_{vt1}/4 = 4.61 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{D'après le RPA modifié 2003 : } A_h = 0.15\%B = 7.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{8HA12} = 9.04 \text{ cm}^2/\text{ml en prend } \mathbf{St=13cm.}$$

a-2- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit **4HA8** (4 épingles HA8 /m²).

6- Vérification des contraintes :

$$\mathbf{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 408.45 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2250} = \mathbf{1.284 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = 1.284 \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\mathbf{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{591.83 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2250} = 0.917 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.917 \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \mathbf{3.26 \text{ Mpa}}$$

7- Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{792.92 \times 10^3}{0.495 \times 10^6 + 15 \times 18.46 \times 10^2} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \mathbf{1.52 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

VII- Ferrailages et Vérifications de tous les Voiles :

Le calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont faits à partir des tableaux Excel présenter ci-dessous

VI.2.1. Ferrailage des Voiles Longitudinaux :

Voile Longitudinal (Vx1 L=2.7m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		2,97	3,5	3,06
	L' [m]		2,48	2,50	2,53
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,495	0,500	0,505
	H [m]		2,97	3,50	3,06
	he [m]		2,62	3,15	2,71
Solicitation de calcul	T [kN]		408,450	390,300	311,960
	N _{ser} [kN]		792,92	707,19	595,30
	Vu [kN]		571,830	546,420	436,744
	σ _{max} [kN/m ²]		3722	2712	2355
	σ _{min} [kN/m ²]		-5862	-3659	-2178
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		0,96	1,06	1,31
	Lf [m]		1,51	1,44	1,21
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,64	0,71	0,87
	d1 = d _{adopté} [m]		0,64	0,71	0,61
	d2 = L _r - d _{adopté} [m]		0,87	0,73	0,61
	σ1 [kN/m ²]		2481,487	1808,200	1089,100
	N1 [kN]		534,66	387,90	198,20
	N2 [kN]		216,62	131,32	66,07
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	13,37	9,70	4,96
		Bande 2	5,42	3,28	1,65
	A _{vj} (cm ²)		15,73	15,03	12,01
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	17,30	13,45	7,96
Bande 2		9,35	7,04	4,65	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		6,4	7,1	8,7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	12 HA 14 18,46	10 HA 14 15,39	10 HA 12 11,30
		Bande 2	10 HA 12 11,30	8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	17	15
		Bande 2	17	18	15
Armatures horizontales	AH (cm ²)		7,43	7,50	7,58
	choix de la section/ml		8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04
	Espacement st(cm)		13	13	13
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	1,284	1,214	0,961
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	0,917	0,867	0,686
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	1,52	1,35	1,14

Voile Longitudinal (Vx2 L=0.85m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		2,97	3,5	3,06
	L' [m]		0,63	0,65	0,68
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,125	0,130	0,135
	H [m]		2,97	3,50	3,06
	he [m]		2,62	3,15	2,71
Solicitation de calcul	T [KN]		362,010	356,660	339,687
	N _{ser} [KN]		1947,83	1713,05	1418,01
	Vu [KN]		506,814	499,324	475,562
	σ _{max} [KN/m ²]		3729	3413	2854
	σ _{min} [KN/m ²]		-6989	-6257	-5700
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	L _c [m]		0,22	0,23	0,23
	L _t [m]		0,41	0,42	0,45
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,14	0,15	0,15
	d1 = d _{adopté} [m]		0,14	0,15	0,15
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0,26	0,27	0,30
	σ1 [KN/m ²]		2486,000	2275,040	1902,833
	N1 [KN]		137,36	130,48	114,16
	N2 [KN]		65,28	60,90	57,02
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	3,43	3,26	2,85
		Bande 2	1,63	1,52	1,43
	A _{vj} (cm ²)		13,94	13,73	13,08
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	6,92	6,69	6,12
Bande 2		5,12	4,96	4,69	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		1,4	1,5	1,5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	4 HA 16 8,04	4 HA 16 8,04	4 HA 14 6,15
		Bande 2	4 HA 14 6,15	4 HA 14 6,15	4 HA 14 6,15
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	9	9	9
Armatures horizontales	AH (cm ²)		2,01	2,01	2,03
	choix de la section/ml		4 HA 8 2,01	4 HA 8 2,01	5 HA 8 2,51
	Espacement st(cm)		25	25	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	4,505	4,268	3,914
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T _u	3,218	3,048	2,796
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	14,21	12,06	9,83

Voile Longitudinal (Vx ASC L=1.4m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,00	0,00	0,00
	hauteur etage [m]		2,97	3,5	3,06
	L' [m]		1,40	1,40	1,40
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,280	0,280	0,280
	H [m]		2,97	3,50	3,06
	he [m]		2,97	3,50	3,06
Solicitation de calcul	T [KN]		363,200	405,890	265,670
	N _{ser} [KN]		493,13	445,02	376,43
	Vu [KN]		508,480	568,246	371,938
	σ _{max} [KN/m ²]		3343	1254	490
	σ _{min} [KN/m ²]		-6296	-3911	-2333
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		0,49	0,34	0,24
	Lt [m]		0,91	1,06	1,16
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,32	0,23	0,16
	d1 = d _{adopté} [m]		0,32	0,23	0,16
	d2 = Lt - d _{adopté} [m]		0,59	0,83	0,99
	σ ₁ [KN/m ²]		2228,893	835,707	326,933
	N1 [KN]		275,97	107,53	43,12
	N2 [KN]		131,65	69,67	32,52
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	6,90	2,69	1,08
		Bande 2	3,29	1,74	0,81
	A _{vj} (cm ²)		13,98	15,63	10,23
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	10,39	6,60	3,64
		Bande 2	6,79	5,65	3,37
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,2	2,3	1,6
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA 14 12,31	8 HA 12 9,04	4 HA 12 4,52
		Bande 2	6 HA 14 9,23	6 HA 12 6,78	4 HA 12 4,52
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	13
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4,20	4,20	4,20
	choix de la section/ml		4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52
	Espacement st(cm)		25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	2,018	2,255	1,476
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T _u	1,441	1,611	1,054
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	1,65	1,52	1,31

VI.3. Ferrailage des Voiles Transversaux :

Voile Transversal (Vy1 L=1.25m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	
	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage [m]		2,97	3,5	3,06	
	L' [m]		1,03	1,05	1,08	
	e [m]		0,20	0,20	0,20	
	B [m ²]		0,205	0,210	0,215	
	H [m]		2,97	3,50	3,06	
	he [m]		2,62	3,15	2,71	
Solicitation de calcul	T [KN]		385,950	384,820	359,860	
	N _{ser} [KN]		1171,88	1009,35	843,43	
	Vu [KN]		540,330	538,748	503,804	
	σ _{max} [KN/m ²]		5127	3722	3455	
	σ _{min} [KN/m ²]		-7619	-5861	-4848	
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	
	Lc [m]		0,41	0,41	0,45	
	Lt [m]		0,61	0,64	0,63	
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,27	0,27	0,30	
	d1 = d _{adopté} [m]		0,27	0,27	0,30	
	d2 = Lt - d _{adopté} [m]		0,34	0,37	0,33	
	σ1 [KN/m ²]		3417,933	2481,120	2303,627	
	N1 [KN]		303,36	226,79	213,29	
	N2 [KN]		115,47	91,88	75,87	
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	7,58	5,67	5,33	
		Bande 2	2,89	2,30	1,90	
	A _{vj} (cm ²)		14,86	14,82	13,85	
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	11,30	9,37	8,80	
Bande 2		6,60	6,00	5,36		
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		2,7	2,7	3,0	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	6 HA 16 12,06	6 HA 16 12,06	6 HA 14 9,23	
		Bande 2	6 HA 14 9,23	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	15	
Bande 2		11	11	10		
Armatures horizontales	AH (cm2)		3,08	3,15	3,23	
	choix de la section/ml		4 HA 10 3,14	4 HA 10 3,14	5 HA 10 3,93	
	Espacement st(cm)		25	25	20	
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$		T _b	2,929	2,851	2,604
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$		T _u	2,092	2,036	1,860
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$		σ _{bc}	5,25	4,43	3,69

Voile Transversal (Vy2 L=1.7m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		2,97	3,5	3,06
	L' [m]		1,48	1,50	1,53
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,295	0,300	0,305
	H [m]		2,97	3,50	3,06
	he [m]		2,62	3,15	2,71
Solicitation de calcul	T [KN]		464,670	403,360	288,910
	N _{ser} [KN]		1182,19	1024,57	865,26
	Vu [KN]		650,538	564,704	404,474
	σ _{max} [KN/m ²]		5199	1712	2412
	σ _{min} [KN/m ²]		-8058	-4200	-3632
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		0,58	0,43	0,61
	Lt [m]		0,90	1,07	0,92
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,39	0,29	0,41
	d1 = d _{adopté} [m]		0,39	0,29	0,41
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0,51	0,78	0,51
	σ1 [KN/m ²]		3465,980	1141,340	1608,273
	N1 [KN]		444,40	154,67	212,63
N2 [KN]		177,09	88,57	82,12	
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	11,11	3,87	5,32
		Bande 2	4,43	2,21	2,05
	A _{vj} (cm ²)		17,89	15,53	11,12
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	15,58	7,75	8,10
		Bande 2	8,90	6,10	4,83
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,9	2,9	4,1
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA 16 16,08	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23
		Bande 2	6 HA 14 9,23	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	14	20
		Bande 2	17	26	17
Armatures horizontales	AH (cm2)		4,43	4,50	4,58
	choix de la section/ml		6 HA 10 4,71	6 HA 10 4,71	6 HA 10 4,71
	Espacement st(cm)		17	17	17
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	2,450	2,091	1,473
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T _u	1,750	1,494	1,052
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	3,70	3,26	2,71

Voile Transversal (Vy3 L=2.5m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		2,97	3,5	3,06
	L' [m]		2,28	2,30	2,33
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,455	0,460	0,465
	H [m]		2,97	3,50	3,06
he [m]		2,62	3,15	2,71	
Solicitation de calcul	T [KN]		461,020	454,170	341,850
	N _{ser} [KN]		748,75	660,34	556,10
	Vu [KN]		645,428	635,838	478,590
	σ _{max} [KN/m ²]		5823	3848	2303
	σ _{min} [KN/m ²]		-8219	-5747	-3604
	σ _s (KN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		0,94	0,92	0,91
	Lt [m]		1,33	1,38	1,42
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,63	0,61	0,60
	d1 = d _{adopté} [m]		0,63	0,61	0,60
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0,70	0,76	0,81
	σ ₁ [KN/m ²]		3882,247	2565,160	1535,613
	N1 [KN]		761,12	511,12	310,62
N2 [KN]		272,76	195,66	124,99	
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	19,03	12,78	7,77
		Bande 2	6,82	4,89	3,12
	A _{vj} (cm ²)		17,75	17,49	13,16
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	23,47	17,15	11,06
		Bande 2	11,26	9,26	6,42
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		6,3	6,1	6,0
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	12 HA 16 24,12	12 HA 14 18,46	12 HA 12 13,56
		Bande 2	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 10 6,28
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12
		Bande 2	18	18	18
Armatures horizontales	AH (cm ²)		6,83	6,90	6,98
	choix de la section/ml		10 HA 10 7,85	10 HA 10 7,85	10 HA 10 7,85
	Espacement st(cm)		10	10	10
Armatures transversales	At adoptées		4 épingle HA8 /m ²		
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	1,576	1,536	1,144
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	1,126	1,097	0,817
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	1,52	1,35	1,15

Voile Transversal (Vy ASC 1.4m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,00	0,00	0,00
	hauteur etage [m]		2,97	3,5	3,06
	L' [m]		1,40	1,40	1,40
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,280	0,280	0,280
	H [m]		2,97	3,50	3,06
	he [m]		2,97	3,50	3,06
Solicitation de calcul	T [KN]		355,260	328,410	280,840
	N _{ser} [KN]		1037,24	907,08	778,19
	Vu [KN]		497,364	459,774	393,176
	σ _{max} [KN/m ²]		3835	2838	2556
	σ _{min} [KN/m ²]		-5702	-4920	-3987
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	L _c [m]		0,56	0,51	0,55
	L _t [m]		0,84	0,89	0,85
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,38	0,34	0,36
	d1 = d adopté [m]		0,38	0,34	0,36
	d2 = L _t - d adopté [m]		0,46	0,55	0,49
	σ1 [KN/m ²]		2556,547	1892,233	1703,940
	N1 [KN]		309,95	232,61	207,49
	N2 [KN]		118,06	103,38	83,24
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	7,75	5,82	5,19
		Bande 2	2,95	2,58	2,08
	A _{vj} (cm ²)		13,68	12,64	10,81
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	11,17	8,98	7,89
		Bande 2	6,37	5,75	4,78
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,8	3,4	3,6
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA 14 12,31	8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04
		Bande 2	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	13
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4,20	4,20	4,20
	choix de la section/ml		4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52
	Espacement st(cm)		25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	1,974	1,825	1,560
	$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPA}$	τ_u	1,410	1,303	1,114
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	3,48	3,09	2,65

CHAPITRE IX

ETUDE DU MUR PLAQUE

I- Introduction :

Un mur plaqué, est un panneau rigide vertical en béton armé encastré à sa base qui prend appuis sur les poteaux (appuis simple), qui permet de transmettre les efforts de poussée des terres et toutes surcharges aux poteaux et le diaphragme.

Le mur plaqué n'est pas solidaire de la structure, donc il ne participe pas dans le contreventement.

II- Les exigences du RPA99/2003 :

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**

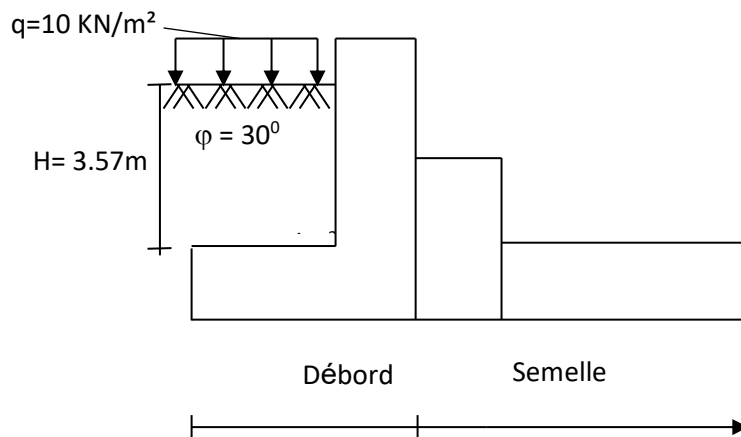
III- Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un panneau vertical encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du RDC.

En effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de longueur de 1m et 20cm de la largeur a l'état d'équilibre au repos.

➤ Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$
- La contraint admissible de Sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé



IV- Détermination des sollicitations :

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui exercent sur la face du mur au repos qui sont :

σ_H : contrainte horizontale. σ_v : contrainte verticale.

Tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v$$

$$\sigma_v = (q + \gamma \cdot h) \quad \text{Avec } 0 < h < H = 3.57$$

Notre Sol est pulvérulent donc la Relation de Jacky est applicable : $K_0 = 1 - \sin \varphi$

$$K_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0,50 \quad K_0 : \text{coefficient de poussée des terres au repos.}$$

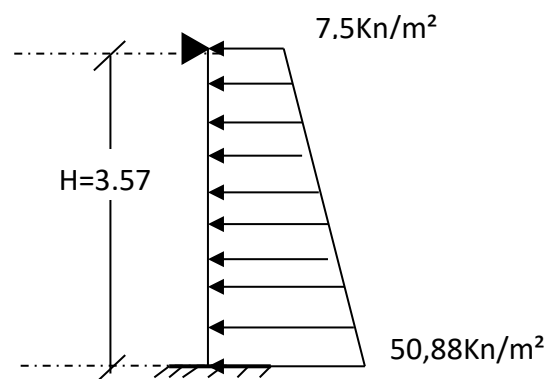
φ : Angle de frottement interne.

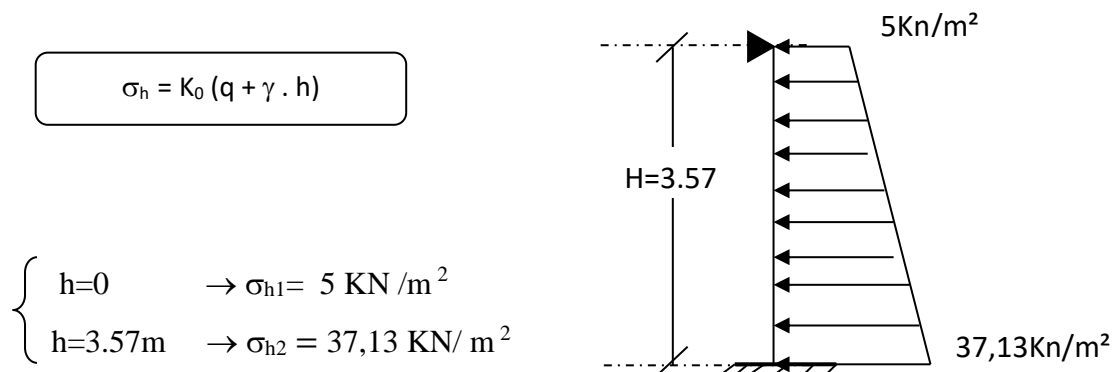
V- Calcul des contraintes Horizontales et Verticales

1- Calcul a l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$\begin{cases} h=0 & \rightarrow \sigma_{h1} = 7,5 \text{ KN/m}^2 \\ h=3,57\text{m} & \rightarrow \sigma_{h2} = 50,88 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$





2- Charge Moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 50,88 + 7,5}{4} = 40,04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 37,13 + 5}{4} = 29,10 \text{ KN/ml}$$

VI- Ferrailage du mur de soutènement :

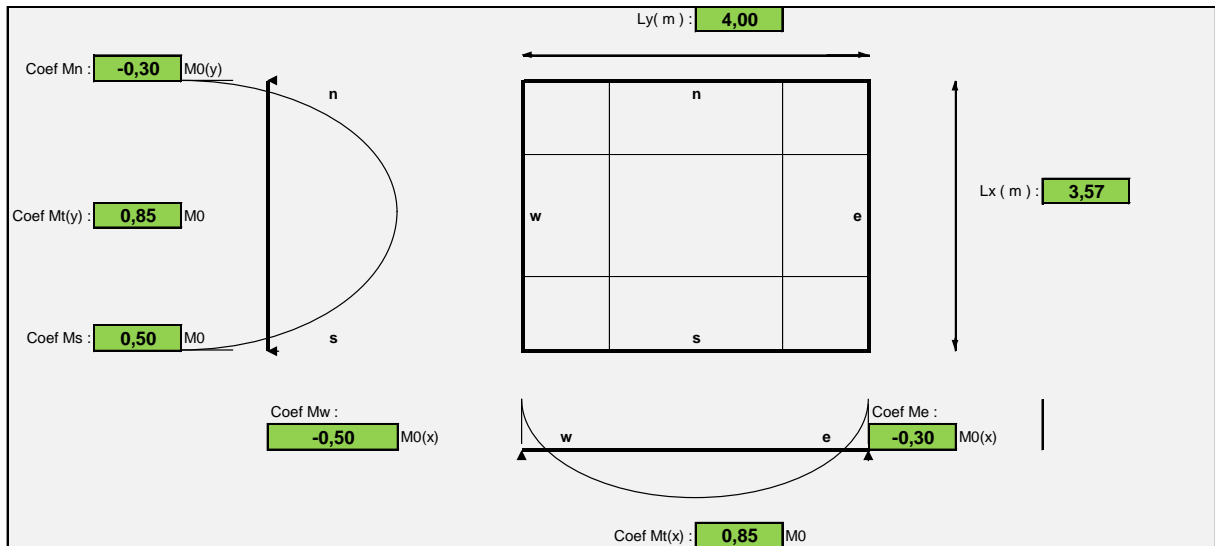
1- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85Mx et 0.75My
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0,30 → appui de rive
 - 0,50 → appui intermédiaire

- **Identification de panneau :** Panneaux 4 x 3,57 :



Panneau		ELU	ELS	
Longueur	Lx (m)	3,57		
	Ly (m)	4		
Moment Isostatique	$\alpha=l_x/l_y$	0,89		
	μ_x	0,0468	0,0539	
	μ_y	0,759	0,832	
	q [KN/m ²]	40,04	19,99	
	$M_{0x}=\mu_x*q*l_x^2$ [KN.m]	23,88	15,68	
	$M_{0y}=\mu_y*M_{0x}$ [KN.m]	18,12	16,63	
Correction Moments Isostatique	Petit Portée (XX)			
	Travée	$M_{tx}=0,85M_{0x}$	20,29	13,34
	Appuis	$M_{abx}=-0,5M_{0x}$	-11,94	-7,84
		$M_{ahx}=-0,3M_{0x}$	-7,16	-4,704
	Grande Portée (YY)			
	Travée	$M_{ty}=0,85M_{0y}$	15,40	14,14
	Appuis	$M_{ady}=-0,3M_{0x}$	-7,164	-4,704
		$M_{agy}=-0,5M_{0x}$	-11,94	-7,84

Sachant que :

$$\text{Moment Isostatique : } \begin{aligned} M_{0x} &= \mu_x q l_x^2 \\ M_{0y} &= \mu_y M_{0x} \end{aligned}$$

$$\text{Correction Moments Isostatique } \begin{cases} M_a = \text{Coefficient Forfaitaire} \times M_{0x} \\ M_t = \text{Coefficient Forfaitaire} \times M_{0x} \end{cases}$$

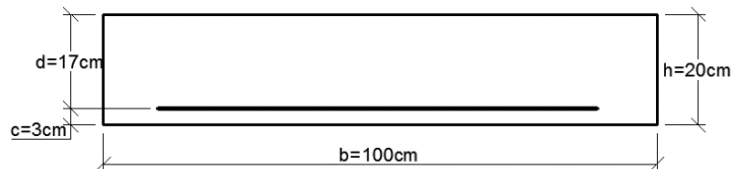
VII- Ferrailage :

1- Détermination des armatures verticales :

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	obs	β	Amin [cm ²]		Av Cal [cm ²]	Av Adpt [cm ²]	Esp [cm]
						BAEL	RPA			
XX	Travée	20,29	0,049	S.S.A	0,975	2,1	3	3,519	7 HA 12 7,91	16
	Appuis d	11,94	0,029	S.S.A	0,985	2,1	3	2,049	7 HA 12 7,91	16
	Appuis g	7,16	0,017	S.S.A	0,991	2,1	3	1,221	7 HA 12 7,91	16
YY	Travée	15,4	0,038	S.S.A	0,981	2,1	3	2,654	7 HA 12 7,91	16
	Appuis d	7,16	0,017	S.S.A	0,991	2,1	3	1,221	7 HA 12 7,91	16
	Appuis g	11,94	0,029	S.S.A	0,985	2,1	3	2,049	7 HA 12 7,91	16

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{St}}$$

2- Armature Horizontales :

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,97 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 6\text{HA}10/\text{mL} = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ avec Esp} = 18\text{cm}$$

• Recommandations pour le ferrailage :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.
- Section minimale :

Selon BAEL [artA.4.2], condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,1 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 : la section minimale d'armature Verticale et horizontale est de 0,1%B

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

VIII- Vérification à l'ELS :

1- Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec $n = 1.6$ coefficient de fissuration.

Sens	Zone	Av Adpt [cm ²]	Ms [KN.m]	ρ	β	K1	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	
							obc [Mpa]	obs	os [Mpa]	obs
XX	Travée	7,91	13,340	0,465	0,905	37,630	2,913	C.V	109,618	C.V
	Appuis d	7,91	7,840	0,465	0,905	37,630	1,712	C.V	64,423	C.V
	Appuis g	7,91	4,700	0,465	0,905	37,630	1,026	C.V	38,621	C.V
YY	Travée	7,91	14,140	0,465	0,905	37,630	3,088	C.V	116,192	C.V
	Appuis d	7,91	4,700	0,465	0,905	37,630	1,026	C.V	38,621	C.V
	Appuis g	7,91	7,840	0,465	0,905	37,630	1,712	C.V	64,423	C.V

2- Vérification de la flèche : (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}^{max}}{10M_0} \qquad \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_{ts}^{max}}{10M_0} = \frac{13,34}{10 \times 58.2} = 0,023 \quad \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{7.91}{100 \times 17} = 0.0046 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec : $h = 20\text{cm}$: épaisseur du mur Plaque.

$L = b = 100\text{cm}$: largeur de la section étudiée.

$M_{ts}^{max} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 15.68 = 13.34 \text{ [KN.m]}$: Moment max à l'ELS.

$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 29.10 \times \frac{4^2}{8} = 58.2 \text{ [KN.m]}$

M_0 : Moment max de la travée isostatique à l'ELS.

$A = 7.91 \text{ cm}^2$: Section d'armature.

$D = 17\text{cm}$: hauteur utile de la section étudiée.

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

CHAPITRE X

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

I- Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

II- Choix du type des fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, ou un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Avec: $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

1- Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = 1 = K \rightarrow A \neq B (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{3605,72 \times 10^3}{200}} = 1,98\text{m} \rightarrow B = 2 \text{ m.}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2- Semelles filantes :

a- Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B.L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec : $N = G + Q$

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

• Surfaces des semelles filantes sous voiles :

Voile	Ns [KN]	L [m]	B [m]	S [m ²]
Vx1	398,7	2,475	0,8	1,99
Vx2-1	128,03	0,625	1,0	0,64
Vx2-2	123,13	0,625	1,0	0,62
Vx2-3	252,61	0,625	2,0	1,26
Vx2-4	168,45	0,625	1,3	0,84
Vx2-5	156,88	0,625	1,3	0,78
Vx2-6	138,76	0,625	1,1	0,69
Vx-asc	517,99	1,4	1,8	2,59
Vy1-1	294,11	1,025	1,4	1,47
Vy1-2	291,82	1,025	1,4	1,46

Vy2-1	287,84	1,475	1,0	1,44
Vy2-2	292,4	1,475	1,0	1,46
Vy3	318,9	2,275	0,7	1,59
Vy-asc-1	258,08	1,4	0,9	1,29
Vy-asc-2	260,53	1,4	0,9	1,30
Somme				19,44

$$S_V = \sum S_i = 19,44 \text{ m}^2$$

Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles

b- Semelles filantes sous poteaux :

La charge totale transmise par les poteaux est: $\sum N_i = 2354,38 \text{ KN}$

Coordonnées de la résultante des forces :

poteaux	Ns	Ns total	Ms	Ms total	ei	Ni ei
1	676,59	2354,38	-0,97	2,452	6	4059,54
2	762,63		0,406		2	1525,26
3	550,72		-1,88		-2,4	-1321,728
4	364,44		4,896		-6	-2186,64

Les efforts transmittent par les poteaux à la fondation à l'ELS

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{2076,432 + 2,452}{2354,38} = 0,88 \text{ m}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0,02 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4}{6} = 0,67 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2354,38}{12} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,88}{12}\right) = 108,06 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2354,38}{12} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,88}{12}\right) = 183,94 \text{ KN/m}^2$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2354,38}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,88}{12}\right) = 221,87 \text{ KN/m}^2$$

c- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{221,87}{200} = 1,11 \text{ m}$$

On prend **B = 1,20 m**

On aura donc, $S = B \times L = 1,20 \times 12 = 14,40 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_V$

$$\text{Avec : } S_t = 15,36 \times 5 + 19,44 + 4,8 = 100,04 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 211,2 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{100,04}{211,2} = 0,47$$

La surface totale des semelles représente 47% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est **inférieure à 50%** de la surface totale Du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable. Donc on **opte pour des semelles filantes comme fondations.**

III- Dimensionnement de la semelle :

- **Hauteur de la semelle :**

$$h_s = \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{120-45}{4} + 5 = 23,75$$

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

Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b \rightarrow 18,75 \leq d \leq 75$$

On prend **d = 25cm**

IV- Ferrailage de la semelle dans le sens « B » :

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad N_u = 1042,57 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{1042,57 \times (1200-450) \times 10^3}{8 \times 250 \times 348} = 720,89 \text{ mm}^2 = 0,072 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA16 = 12,06 cm² avec un espacement de 15 cm

La longueur d'ancrage :

Pour : FeE400 et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ \longrightarrow $l_s = 35,5 \text{ cm}$

$$l_s = 35,5 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 30 \text{ cm}$$

Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des encrages courbes

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,307 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 = 4,52 cm²

V- Dimensionnement de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{4}{9} \leq h_p \leq \frac{4}{6} \rightarrow 0,44 \leq h_p \leq 0,66$$

On prend : $h_p = 0,6 \text{ m}$

$$\text{La largeur de poutre : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \quad 20 \leq b_p \leq 40$$

On prend : $b_p = 45 \text{ cm}$ coté du poteau (45X45)

1- Ferraillage longitudinal à l'ELU :

Poteaux	Nu	Nu total	Mu	Mu total	ei	Ni ei
1	924,87	6441,76	-1,344	6,842	6	5549,2
2	1042,57		0,563		2	2085,1
3	755,14		-2,607		-2,4	-1812,3
4	498,3		6,809		-6	-2989,8
Somme	3220,88		3,421			2832,2

Les efforts transirent par les poteaux à la fondation à l'ELU

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{2832,224 - 3,421}{6441,76} = 0,44 \text{ m}$$

a- Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \times \left(1 + \frac{3e}{L_T} \right) = \frac{3220,88}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,88}{12} \right) = 303,53 \text{ KN/ml}$$

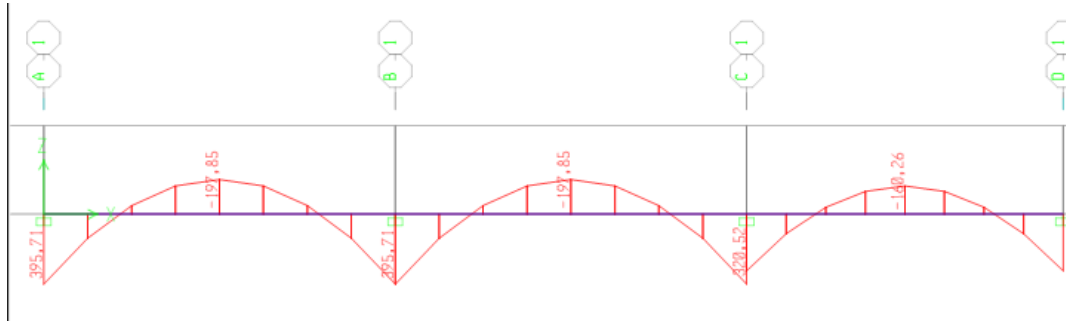


Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELU.

b- Ferrailage aux appuis :

Appuis	M_a	μ	β	A_{st}	A_{min}	observation	$A_{adoptée}(cm^2)$
A	395,7	0,1552	0,915	17,022	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA16=20,61
B	395,7	0,1552	0,915	17,022	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA16=20,61
C	395,7	0,1552	0,915	17,022	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA16=20,61
D	395,7	0,1552	0,915	17,022	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA16=20,61

Tableau ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis.

c- Ferrailage aux appuis :

Travées	M_t	μ	β	A_{st}	A_{min}	observation	$A_{adoptée}$
A-B	197,85	0,0776	0,959	8,554	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA14+4HA12=10.67
B-C	197,85	0,0776	0,959	8,554	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA14+4HA12=10.67
C-D	197,85	0,0776	0,959	8,554	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA14+4HA12=10.67

Tableau ferrailage de la poutre de rigidité en travées.

d- Vérification à l'ELU :

d-1- Condition de non fragilité Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99):

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 45 \times 55 \times 2,1}{400} = 3,26$$

Appuis : $A_{adopte} = 20,61cm^2 > A_{st}^{min} = 3,26cm^2$ condition vérifiée.

Travées : $A_{adopte} = 10,67cm^2 > A_{st}^{min} = 3,26cm^2$ condition vérifiée.

d-2- Influence de l'effort tranchant :

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u'}{0,9bd} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \quad T_u \leq T_u' = 0,36 \times \frac{f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = 530,82 \text{ KN} \leq T_u' = 0,36 \times \frac{25 \times 450 \times 600}{1,5} \times 10^{-3} = 1620 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq A_u = \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right)$$

Si $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0 \implies$ la vérification n'est pas nécessaire

$$\left(530,82 - \frac{395,7}{0,9 \times 0,6}\right) < 0 \rightarrow \text{Donc la vérification n'est pas nécessaire}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } T_u : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{530,32 \times 10^3}{450 \times 600} = 1,96 < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times (2 + 1,6) = 45,216 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{395,7 \times 10^3}{0,9 \times 600 \times 452,16} = 2,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

e- Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

ϕ_l : Étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal,

$$\phi_t \leq \min(18\text{mm}; 12m; 40\text{ mm})$$

On optera pour ϕ 8

- **Condition d'espacement des barres : (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(54; 40\text{ cm}) = \mathbf{40\text{cm.}}$$

- **Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :**

➤ **Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_l = 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 + 4\text{HA}12 + 4\text{HA}14 = 29,12\text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 45 \times 60 = 13,5\text{cm}^2$$

D'où : $A_l = 29,12\text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 13,5\text{ cm}^2. \longrightarrow$ **Condition est vérifiée.**

➤ **Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t\text{ min}} = 0,003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(15; 14,4) = 14,4\text{cm.} \longrightarrow S_t = 10\text{ cm.}$$

$$A_{t\text{ min}} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{ cm} \longrightarrow S_t = 15\text{ cm.}$$

$$A_{t\text{ min}} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,00\text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : $A_t = \mathbf{4HA8 = 2,01\text{ cm}^2}$

➤ **Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003**

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ l' = 2 \times 60 = \mathbf{1,20\text{ m.}} \end{cases}$$

VI- Calcul à l'ELS :

poteaux	Ns	Ns total	Ms	Ms total	ei	Ni ei
1	676,59	2354,38	-0,97	2,452	6	4059,54
2	762,63		0,406		2	1525,26
3	550,72		-1,88		-2,4	-1321,728
4	364,44		4,896		-6	-2186,64

Tableau des efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS.

a- Calcul de la charge uniforme :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{2076,432 + 2,452}{2354,38} = 0,88 \text{ m}$$

$$q_s = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2356,54}{12,8} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,88}{12,8}\right) = 108,06 \text{ KN/ml}$$

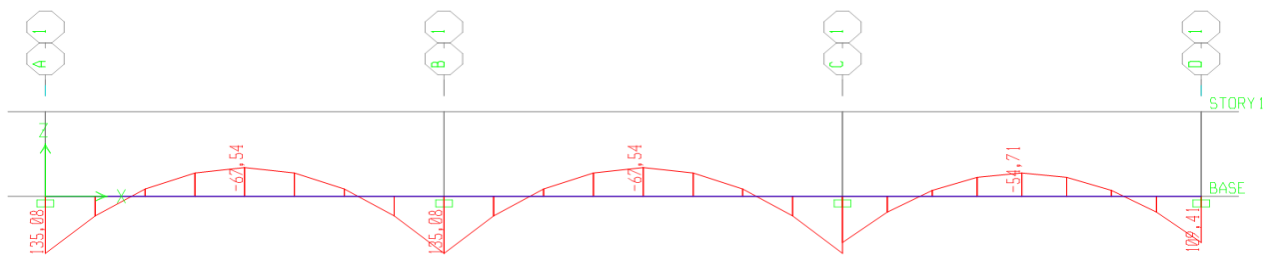


Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS.

b- Vérification des contraintes :

$$\rho = \frac{100 \times A_{Ad}}{b d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 15 \text{ Mpa} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

- Aux appuis :

Appuis	M _s (KN.m)	A _{ad} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	OBS
A	135,08	20,61	0,763	0,874	24,68	124,98	4,99	15	CV
B	135,08	20,61	0,874	0,874	24,68	124,98	4,99	15	CV
C	135,08	20,61	0,763	0,874	24,68	124,98	4,99	15	CV
D	135,08	20,61	0,763	0,874	24,68	124,98	4,99	15	CV

Tableau vérification de contrainte aux appuis.

- En travée :

Travées	M_s (KN.m)	A_{ad} (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
A	67,54	10,67	0,395	0,903	36,55	116,83	3,19	15	CV
B	67,54	10,67	0,395	0,903	36,55	116,83	3,19	15	CV
C	67,54	10,67	0,395	0,903	36,55	116,83	3,19	15	CV

Tableau vérification de contrainte en travée.

c- Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

Site de catégorie S₂ et S₄ : (25cm×30cm)

Site de catégorie S₄ : (30cm×30cm)

On adoptera pour notre cas une section de (25cm×30cm)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à : } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités.

α:Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

c-1-Les armatures longitudinales :

$$N_s = 762,63 \text{ KN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (IIa ; site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{762,63}{15} = 50,840 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{50,84 \times 10^3}{348} = 146,09 \text{ mm}^2 = 1,469 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62 cm²

Le ferrailage minimum exigé par l'RPA est de 0,6% de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c-2-Les armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min(8,5 ; 25 ; 14) = 8,5 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = \mathbf{8mm}$$

• Armatures transversales minimales :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(7,5; 16,8) = 7,5 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad S_t = 7 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,53 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour trois (3) cadres soit : $A_t = \mathbf{3HA8} = \mathbf{1,51 \text{ cm}^2}$

c-3-L'espacement :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi) = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = 7 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Conclusion

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et même l'application des règlements, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures (ETABS dans notre cas) et d'architecture en même temps pour faciliter la conception de la structure ainsi être proches de la réalité pratique.

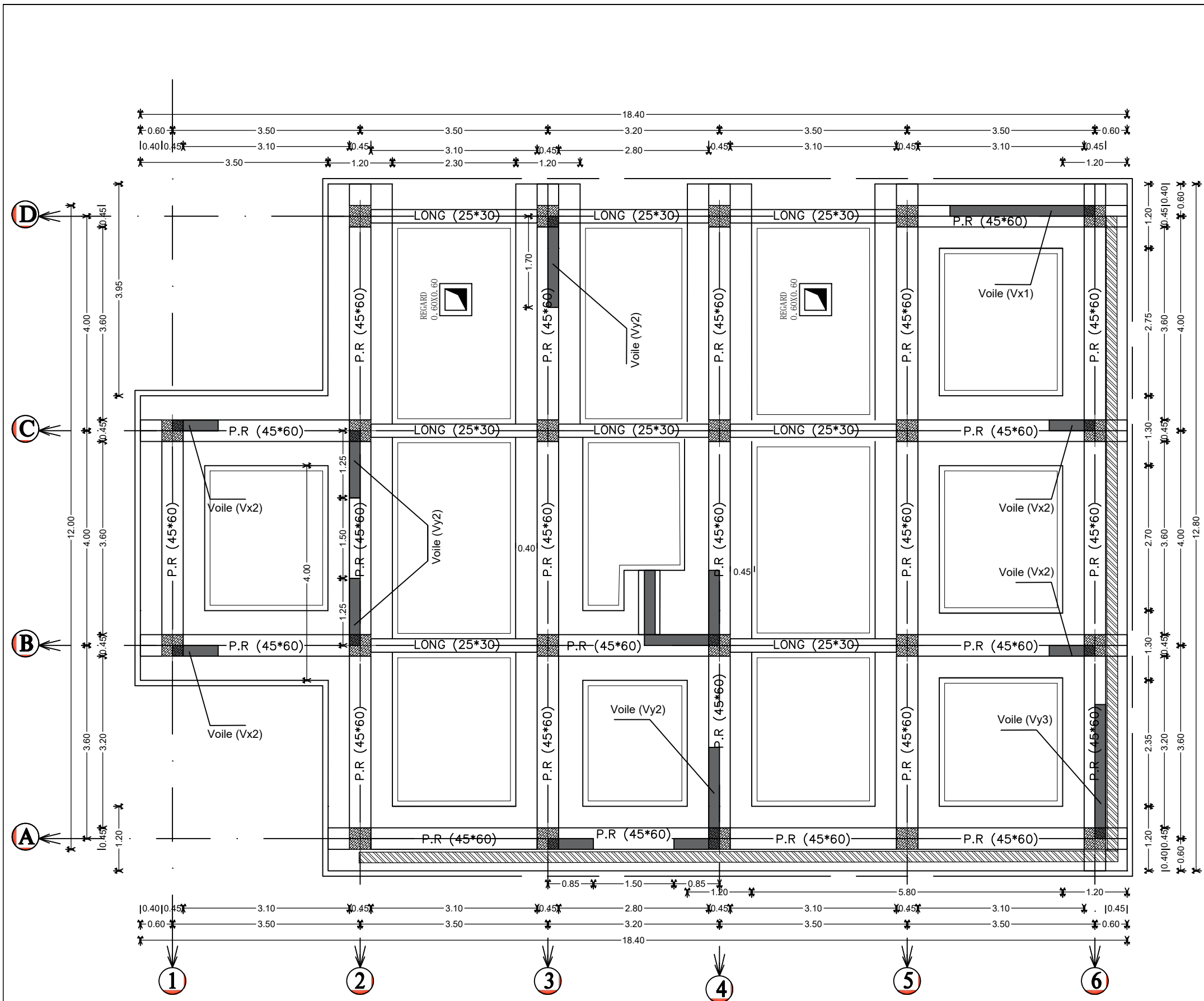
Et pendant notre travail on a pu voir un aperçu de quelques logiciels exemple (ETABS, SOCOTEC, EXPERT, AUTOCAD, ...) qui a été très instructives.

BIBLIOGRAPHIE

- *(DTR B-C2-2) Charges permanentes et charges d'exploitations*
- *(DTR B-C2-41) Règles de conception et de calcul en béton armé*
- *Règle BAEL91 modifié 99.*
- *Règle parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003)*
- *Formulaire du béton armé. (VICTOR DAVIDOVICI)*
- *Le béton armé aux états limites. (M. BELAZOUGHI)*
- *Manuel d'aides fournie avec le Logiciel ETABS*

ANNEXES

PLANS DE COFFRAGE ET DE FERRAILLAGE

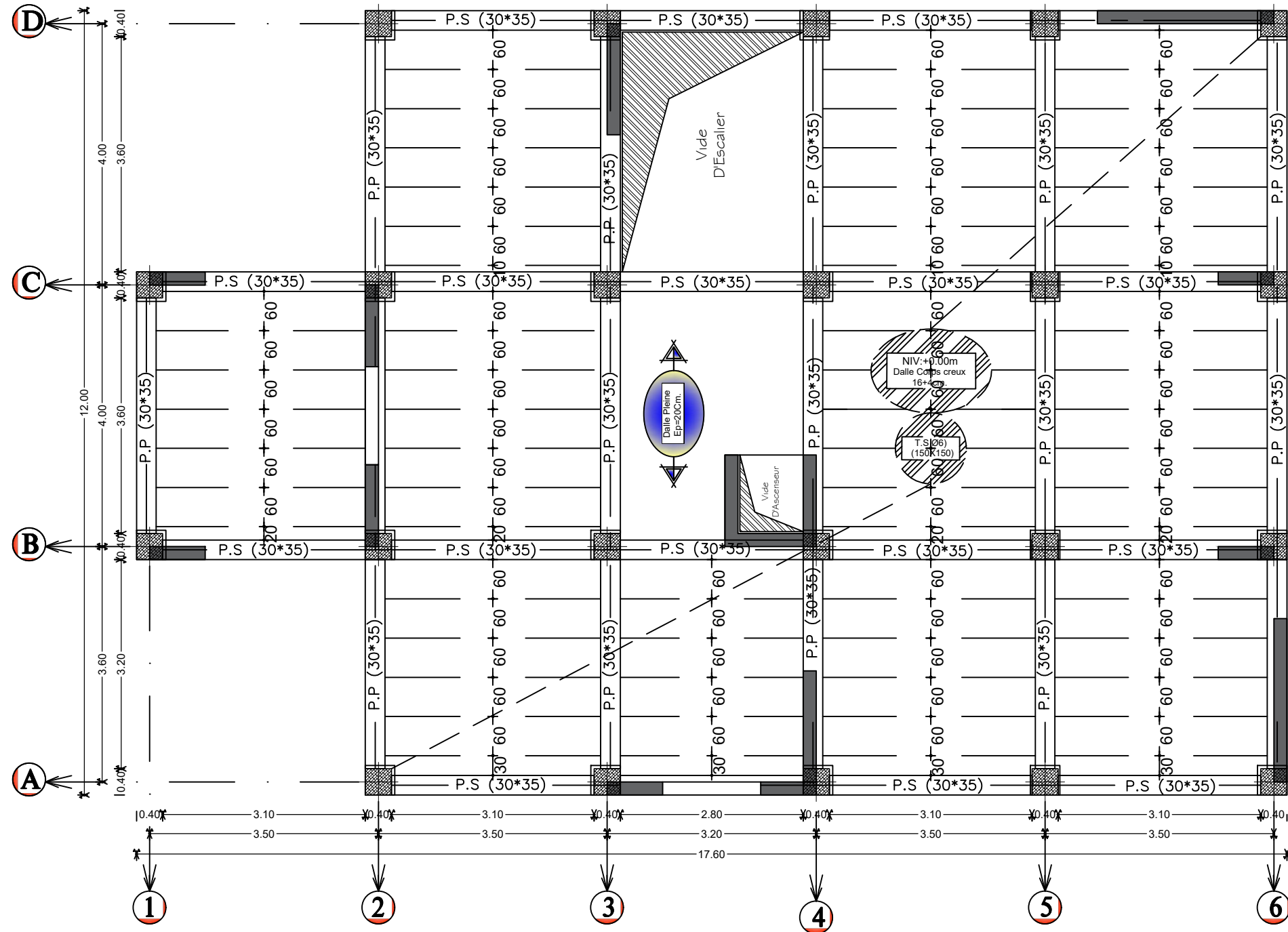


UNIVERSITE MOULOD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

Plan de coffrage des fondations

Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/50e

DECEMBRE 2019

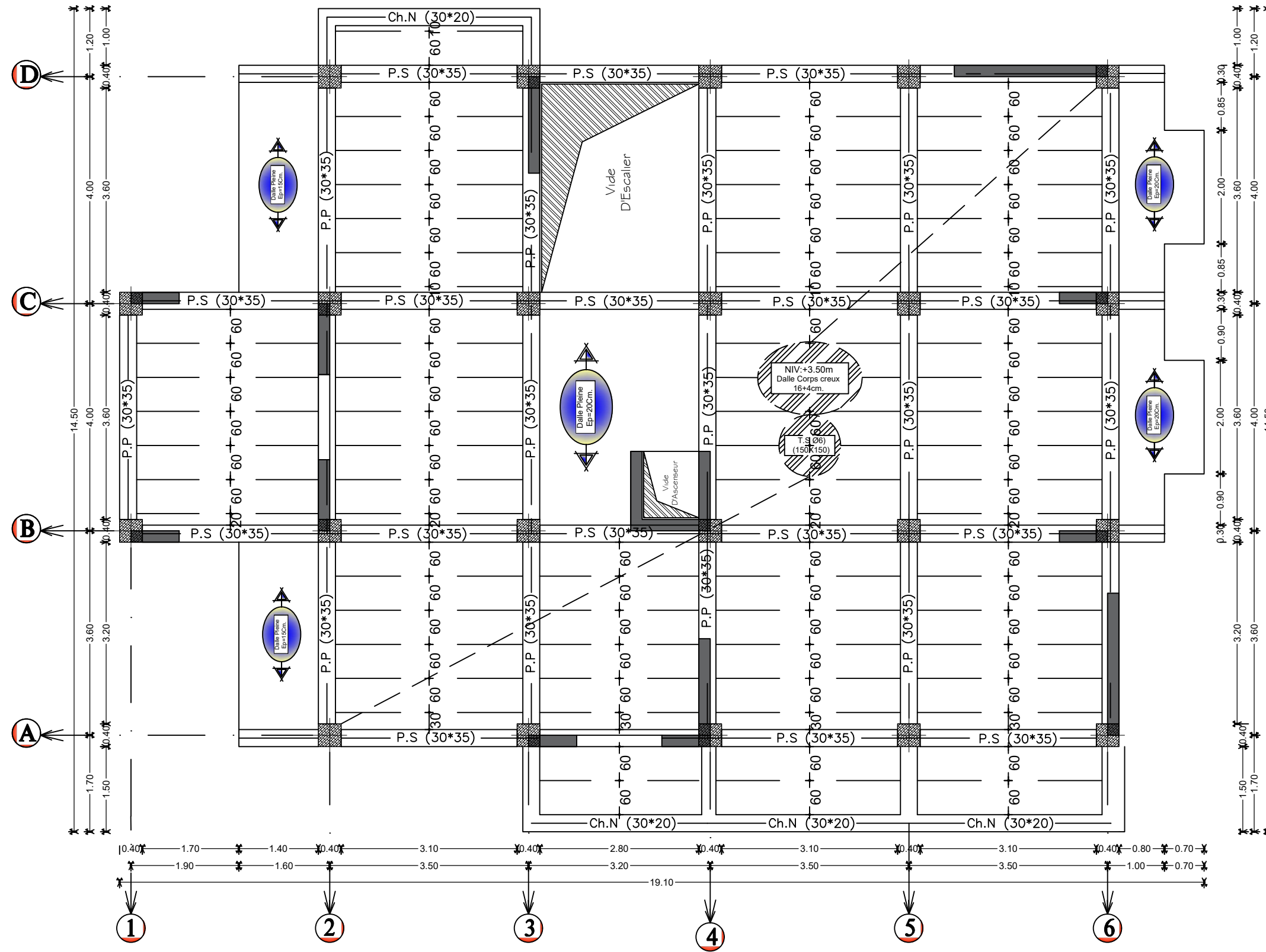


UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

Plan de coffrage de Niv: +0.00

Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/50e

DECEMBRE 2019

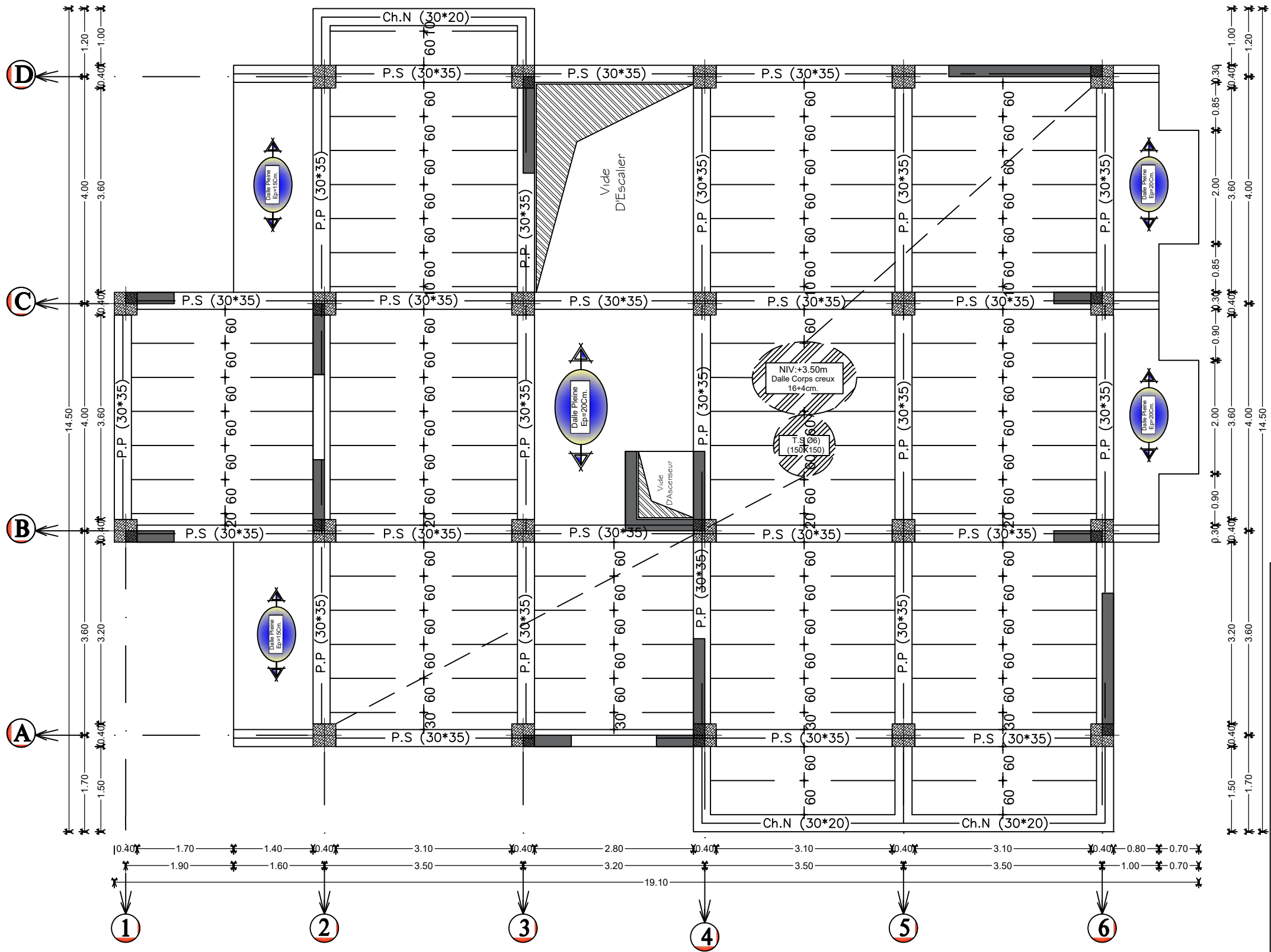


UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

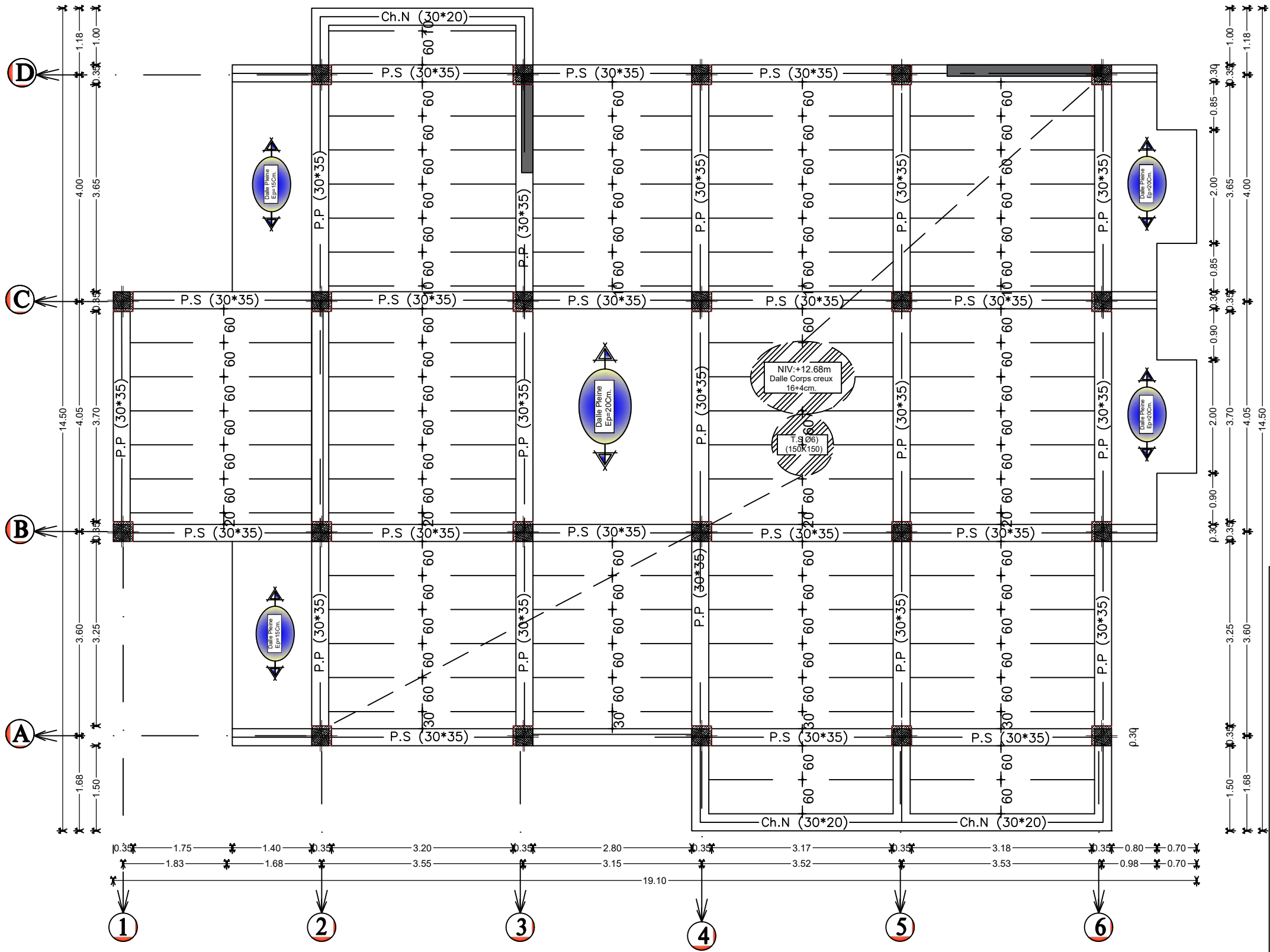
Plan de coffrage du Niveau: +3.50

Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/50e

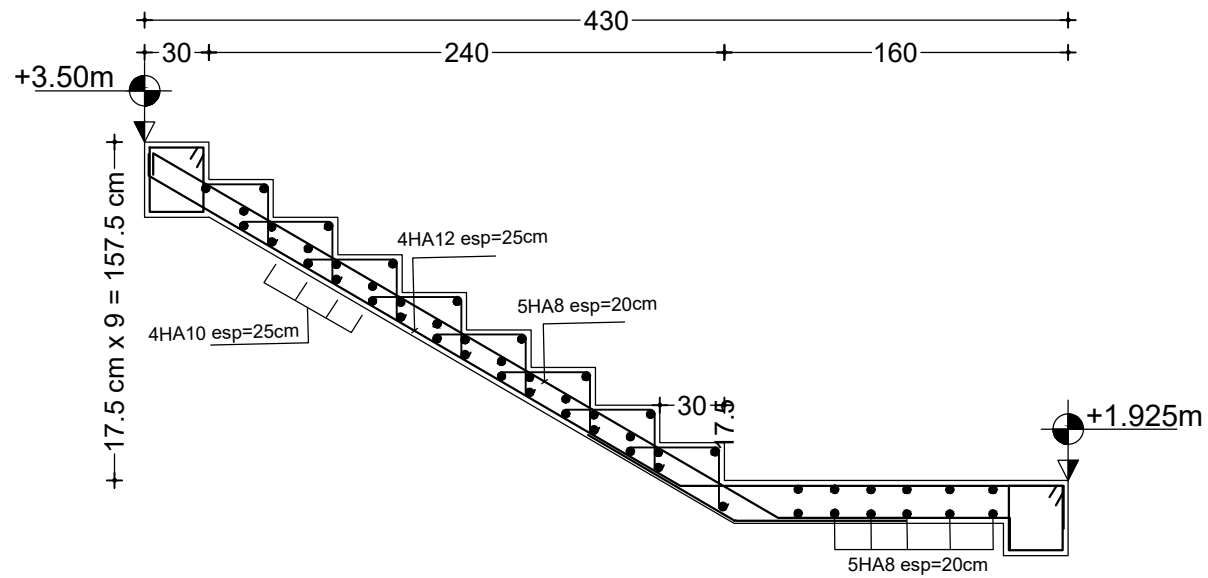
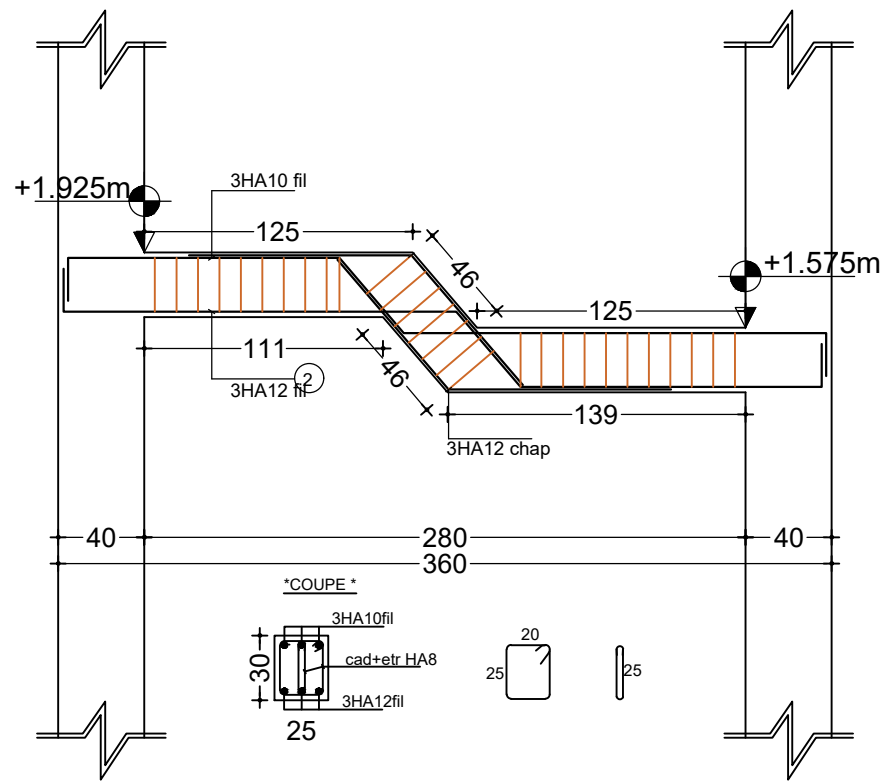
DECEMBRE 2019



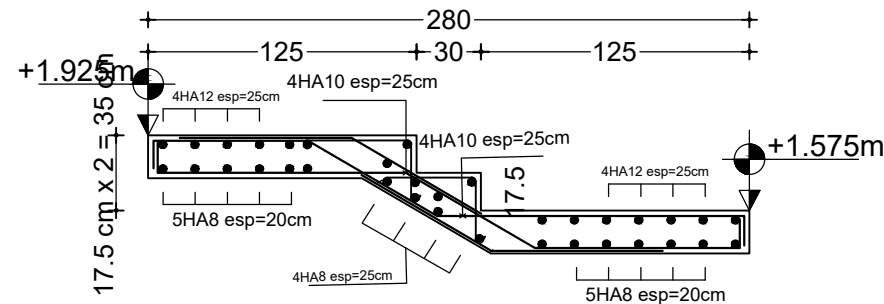
UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
Plan de coffrage des Niveaux: +6.56; +9.62; +12.68; +15.74	
Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/50e
DECEMBRE 2019	



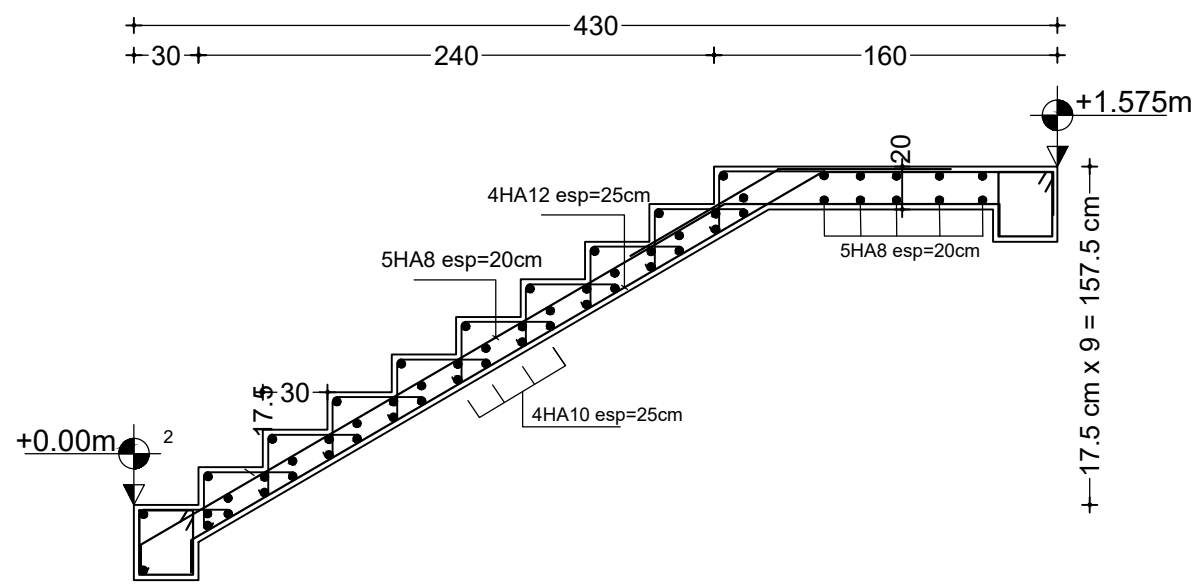
UNIVERSITE MOULOUDE MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
Plan de coffrage de Niv: +18.80	
Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/50e
DECEMBRE 2019	



+ 30 + 8 Marche de 30 cm = 240 cm + 130 + 30 +
+ 430 +
FERRAILLAGE ESCALIER (volée 3)



+ 125 + 30 + 125 +
+ 280 +
FERRAILLAGE ESCALIER (volée 2)



+ 30 + 8 Marche de 30 cm = 240 cm + 130 + 30 +
+ 430 +
FERRAILLAGE ESCALIER (volée 1)

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

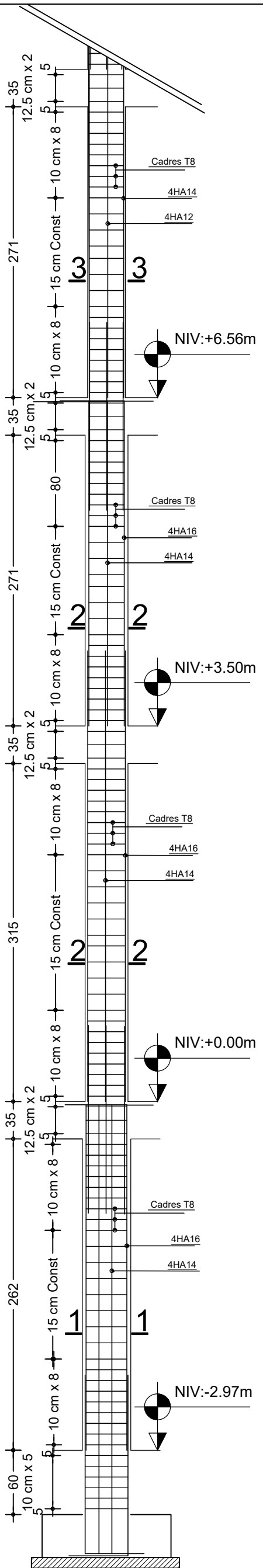
Ferrailage Des Escaliers

Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/20e
DECEMBRE 2019	

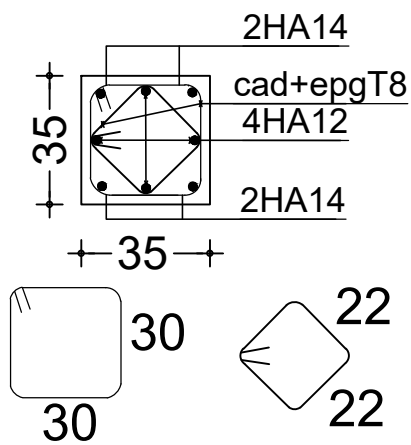
Section du poteau 35x35

Section du Poteau 40x40

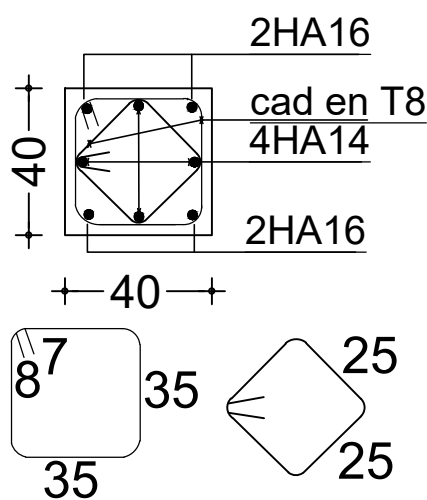
Section du Poteau 45x45



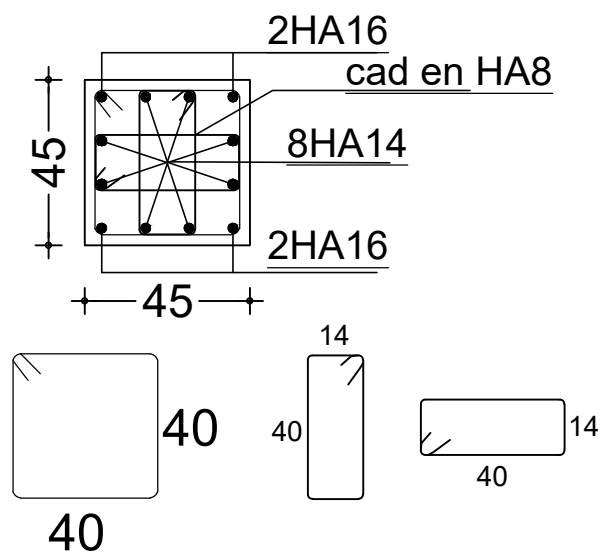
COUPE 3-3



COUPE 2-2



COUPE 1-1



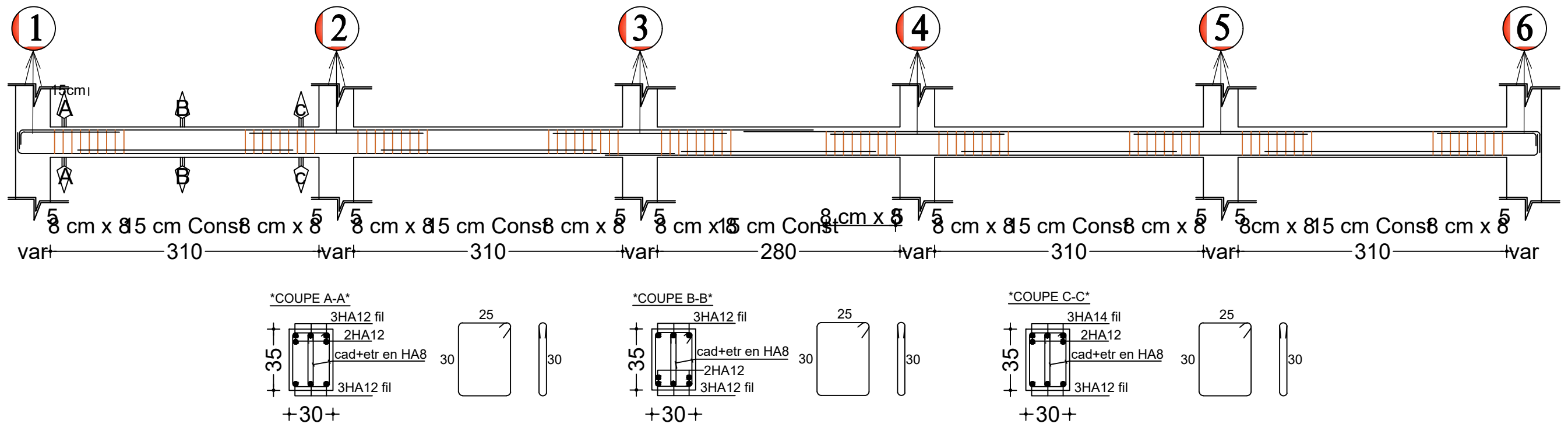
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

Ferraillage des Poteaux

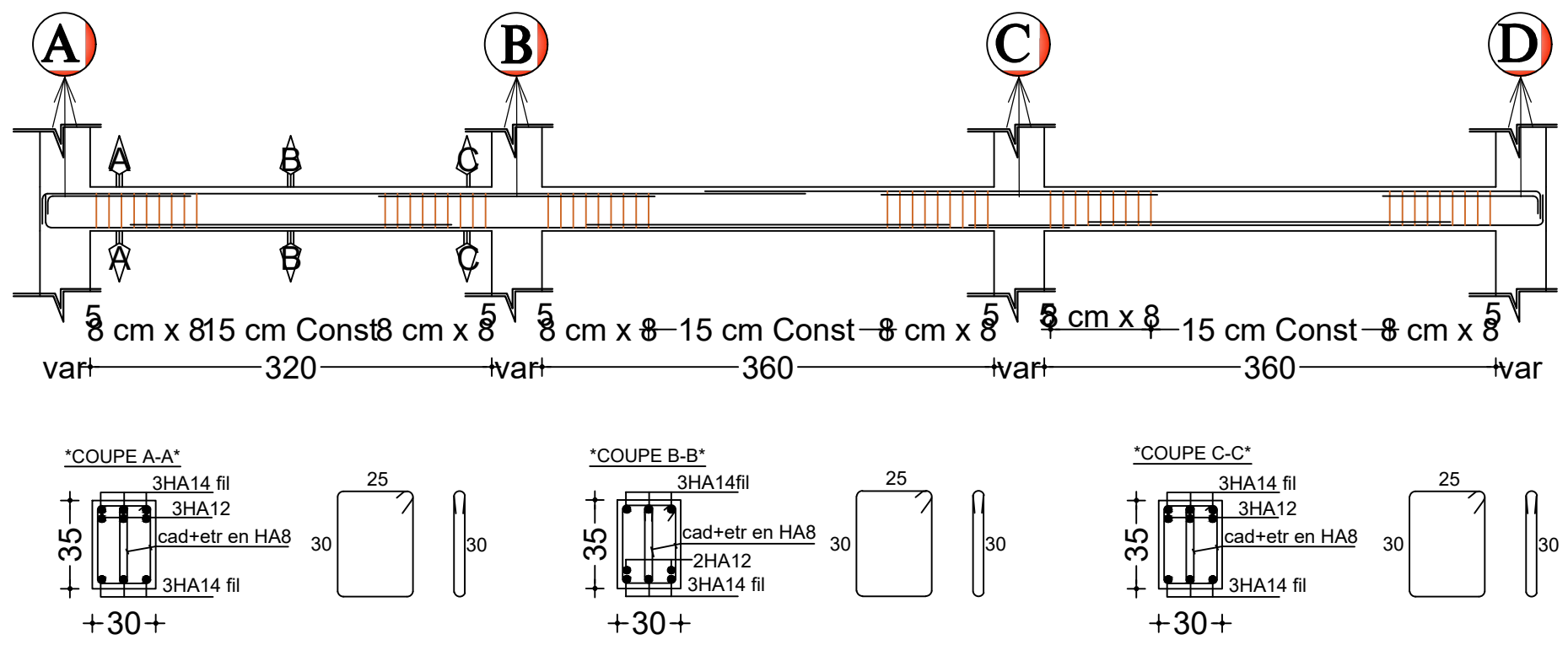
Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/20e

DECEMBRE 2019

Poutres Secondaires (30x35)

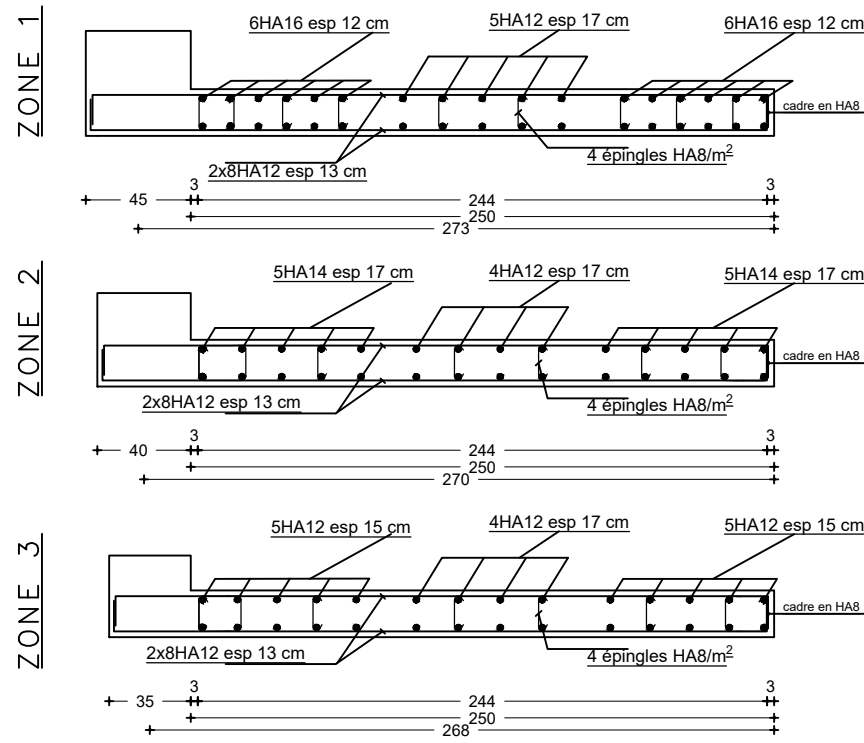


Poutres Principales (30x35)

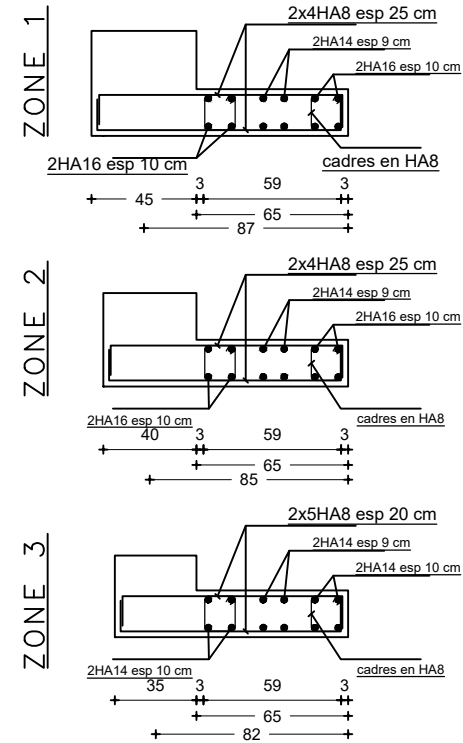


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
<h2>Ferrailage des Poutres</h2>	
Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAOUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/20e
DECEMBRE 2019	

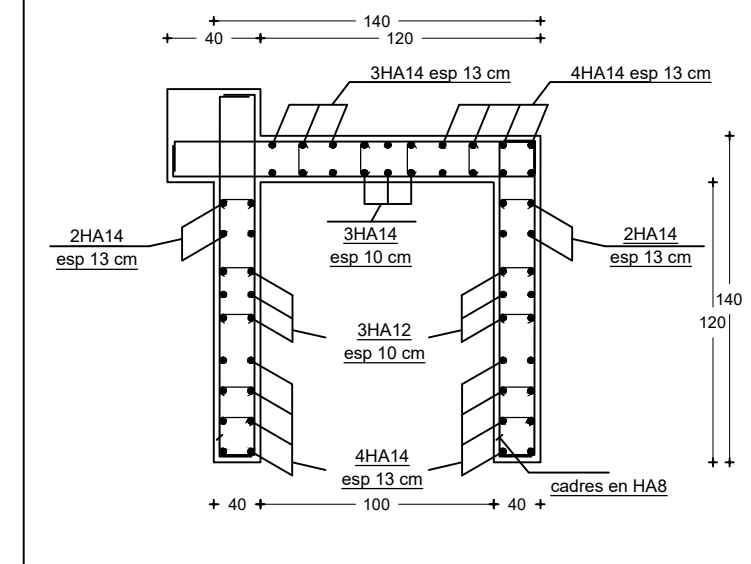
Voile Longitudinal (Vx1 L=2.70m)



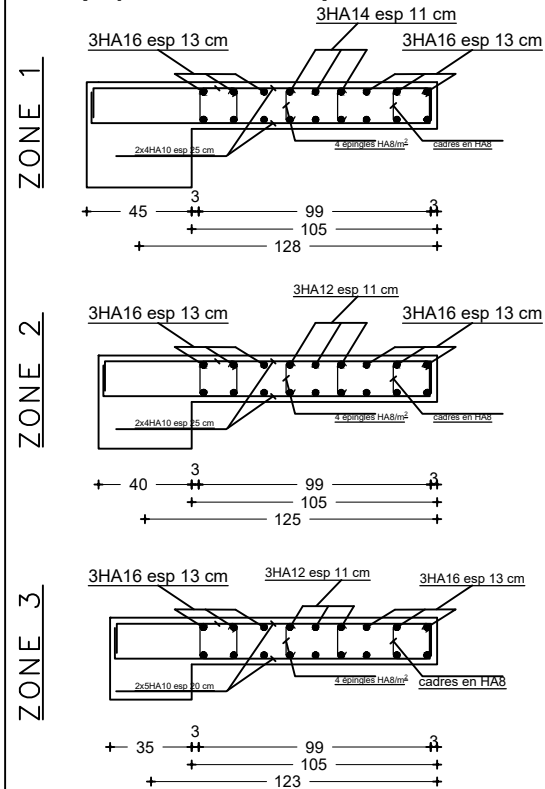
Voile Longitudinal (Vx2 L=0.85m)



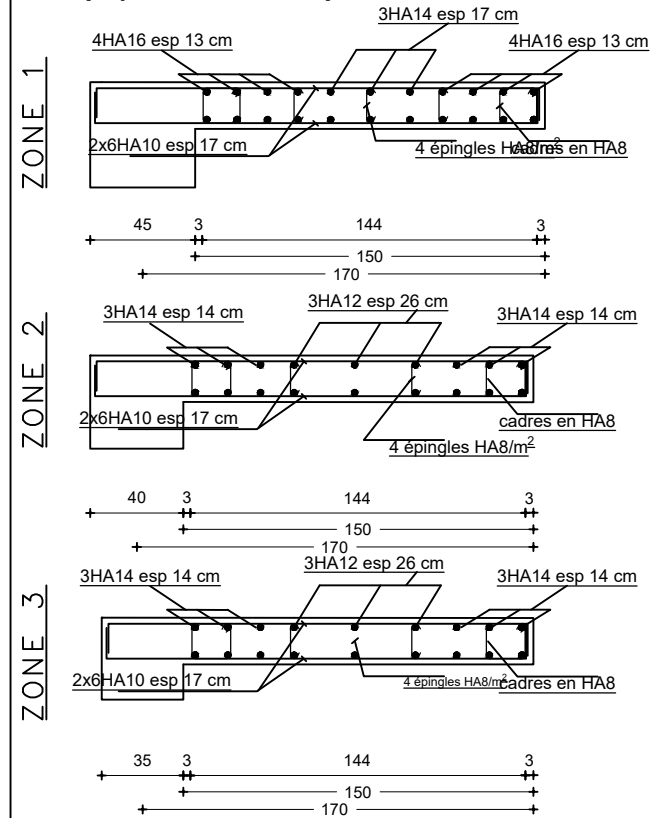
Voiles Ascenseur



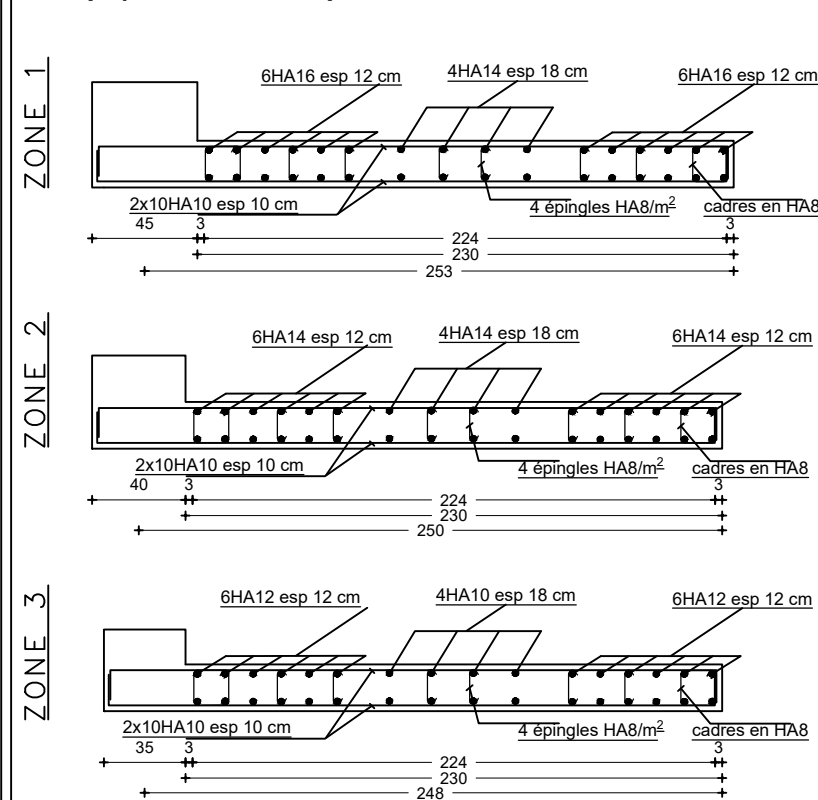
Voile Transversal (Vy1 L=1.25m)



Voile Transversal (Vy2 L=1.70m)



Voile Transversal (Vy3 L=2.50m)



UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferrailage des voiles

Proposé par:

BUBEAU D'ARCHITECTURE
BELAR

Plan:

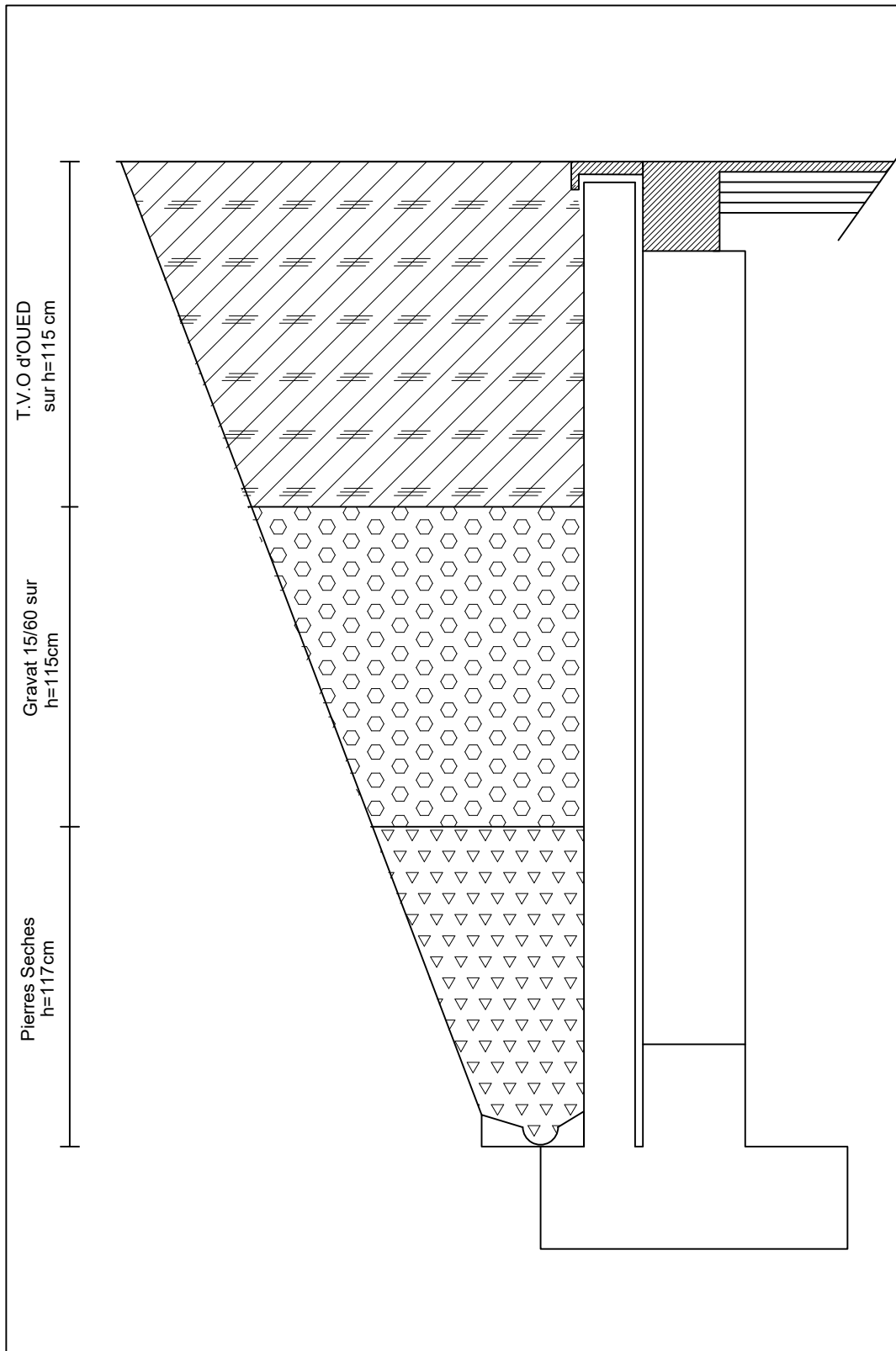
Présenté par:

HAMAS TAKFARINAS
SADAOUI NABIL

Echelle:

1/20e

DECEMBRE 2019

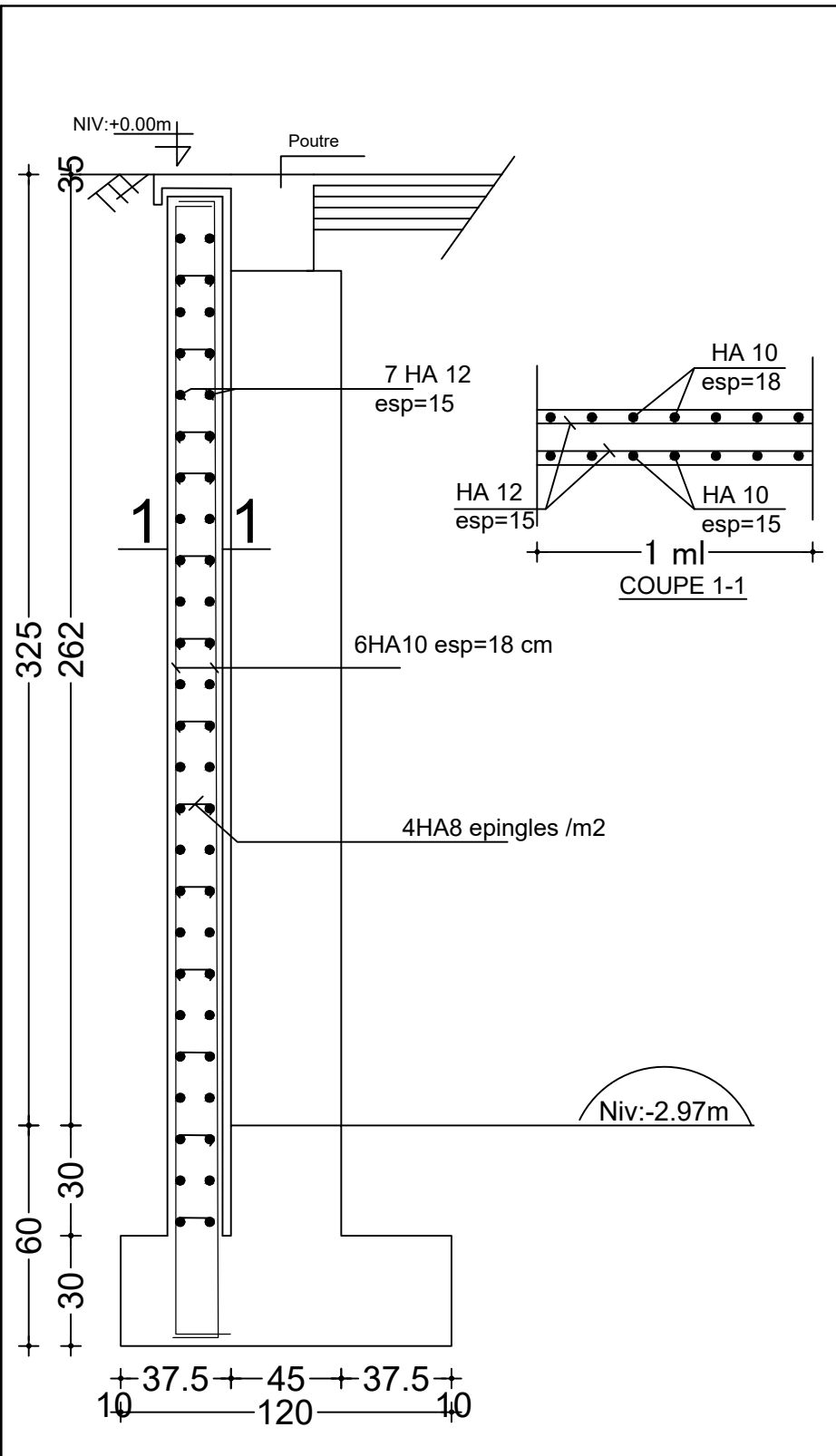


T.V.O d'OUED
sur h=115 cm

Gravat 15/60 sur
h=115cm

Pierres Seches
h=117cm

DETAIL DU DRAINAGE DU MUR PLAQUE



NIV:+0.00m

Poutre

7 HA 12
esp=15

HA 10
esp=18

HA 12
esp=15

HA 10
esp=15

1 ml

COUPE 1-1

6HA10 esp=18 cm

4HA8 epingles /m2

Niv:-2.97m

325

262

60

30

30

10

37.5

45

37.5

10

120

Détail De Ferrailage Du mur plaque.

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
<h2>Ferrailage du mur plaque</h2>	
Proposé par: BUBEAU D'ARCHITECTURE BELAR	Présenté par: HAMAS TAKFARINAS SADAQUI NABIL
Plan:	Echelle: 1/20e
DECEMBRE 2019	

