



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en génie civil

Option : Construction civile et industrielle

Thème

*Calcul d'un bâtiment (R+6) à usage
d'habitation contreventé par voiles et
portiques avec l'application « ETABS »*

Etudié par :

- MEZIANI SAID
- BEN-LALLI HEND

Encadré par :

MR: GHOULEM



Remerciements

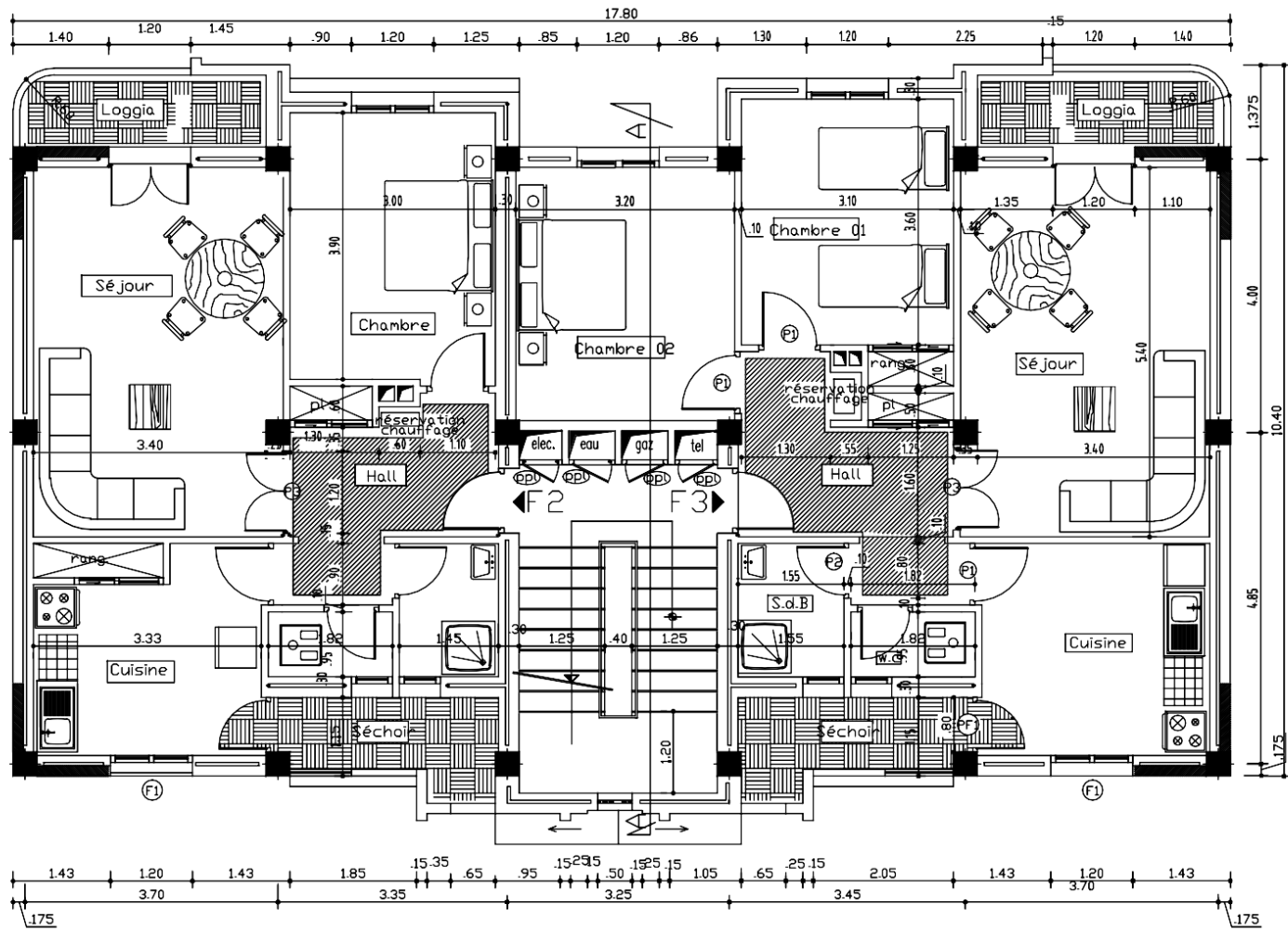
*Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant, qui nous a
Donné la force et la patience d'accomplir ce modeste Travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier notre Promoteur M^R :Ghouilem ,pour
Ses précieux conseils, son aide et sa patience tout au long de Notre travail.*

*Nous remercions profondément nos chers parents pour leur soutien et leur
disponibilité*

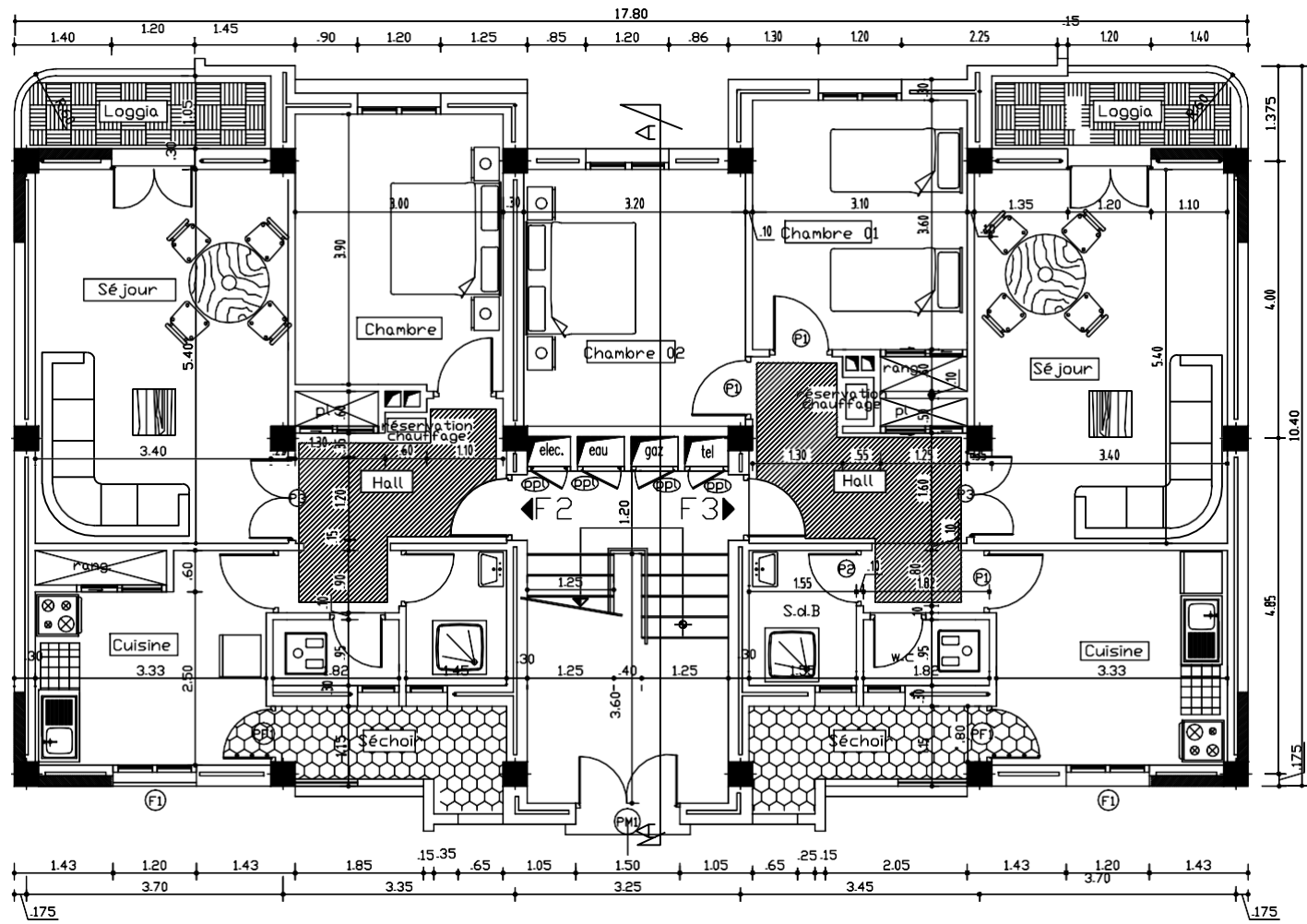
*Nos vifs remerciements les plus sincères s'adressent aux :
Membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail*

*On tient à remercier aussi toute personne qui a participé de près ou de loin à
l'accomplissement de ce Mémoire.*



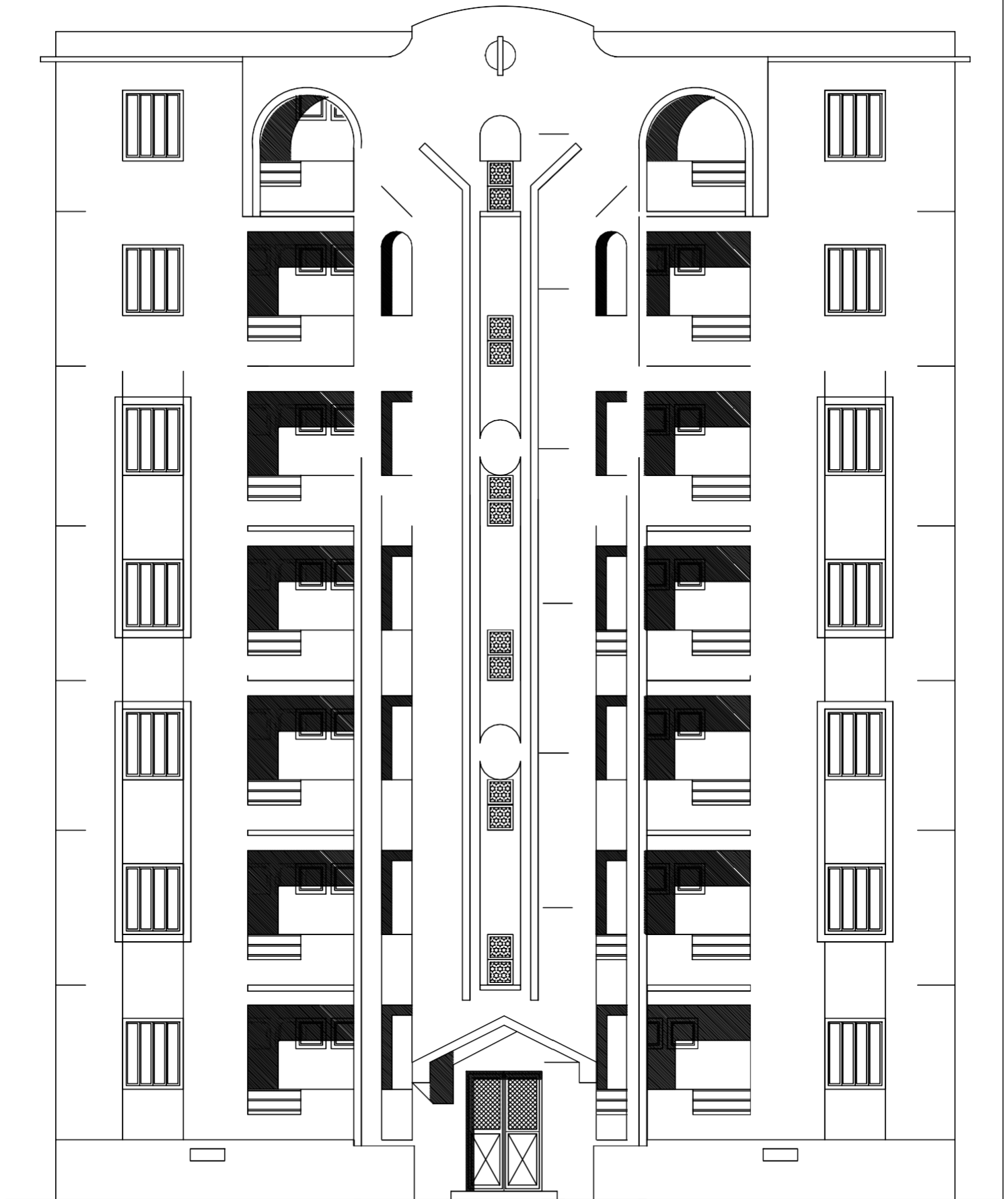
VUE EN PLAN ETAGE COURANT

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mr:GHOULEM Etudié par: Mr:MEZIANI Said Mr:BEN LALLI Hend	Titre: Plan des étages courants	Echelle: 1/50
		Plan N°:01
		Promotion: 2021



VUE EN PLAN RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mr:GHOULEM Etudié par: Mr:MEZIANI Said Mr:BEN LALLI Hend	Titre: Plan de RDC	Echelle: 1/50
		Plan N°:02
		Promotion: 2021



FACADE PRINCIPALE

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

Dirigé par:

Mr:GHOULEM

Etudié par:

Mr:MEZIANI Said

Mr:BEN LALLI Hend

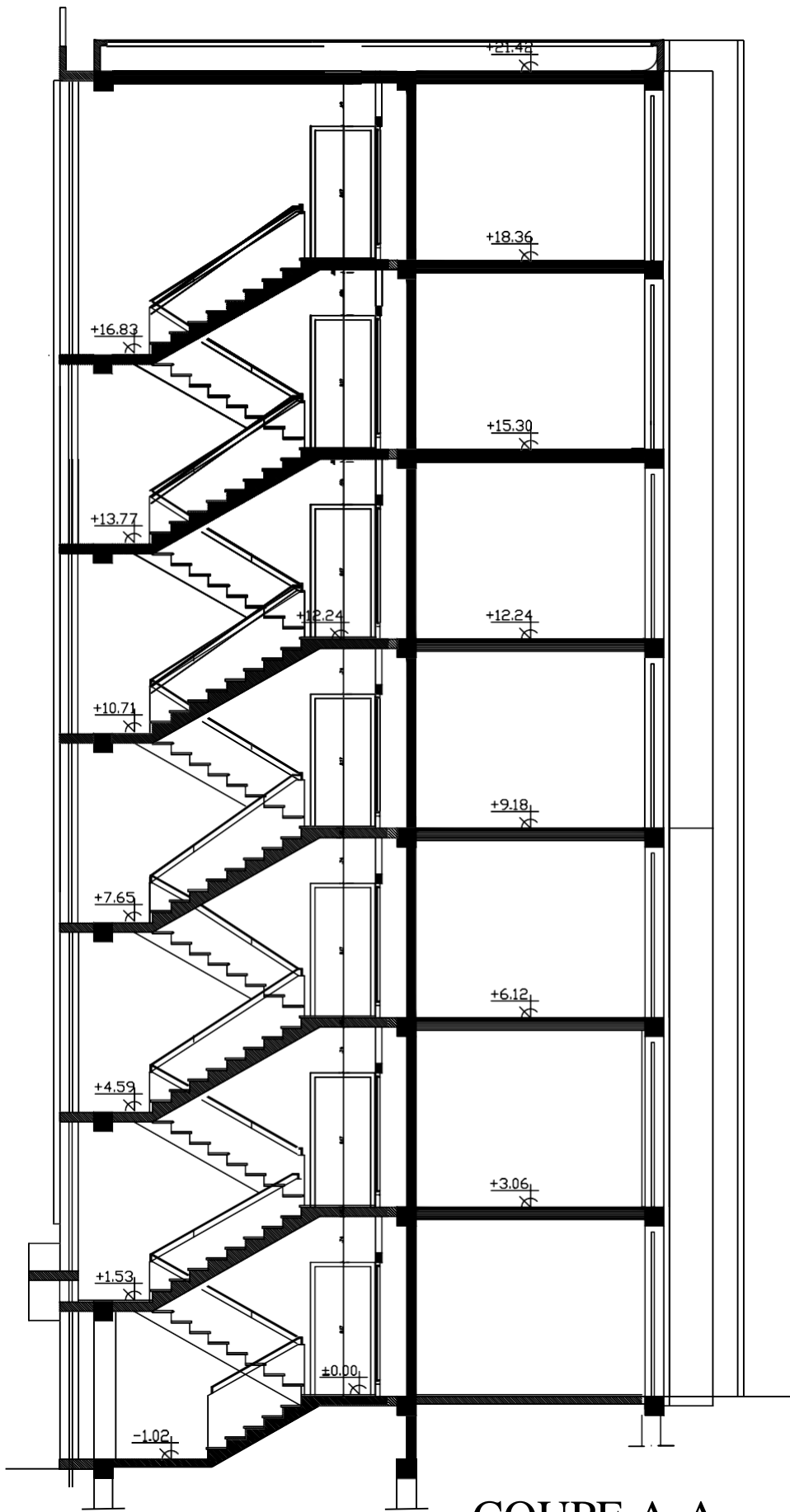
Titre:

Plan de la façade principale

Echelle: 1/50

Plan N°:03

Promotion: 2021



COUPE A-A

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

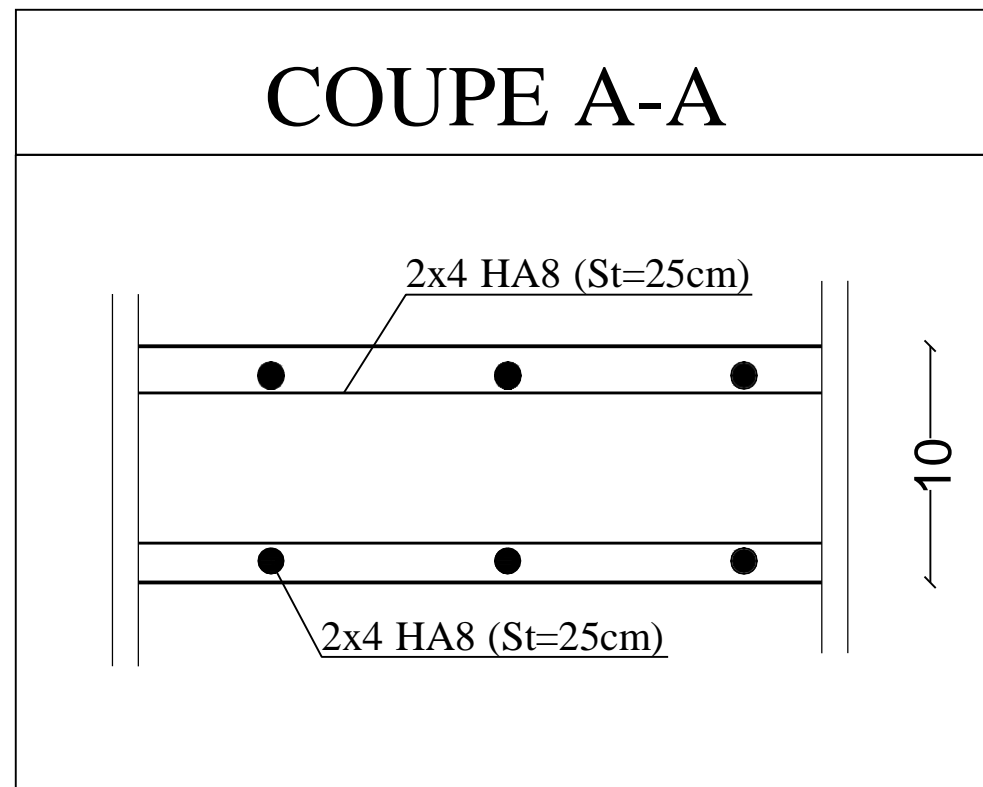
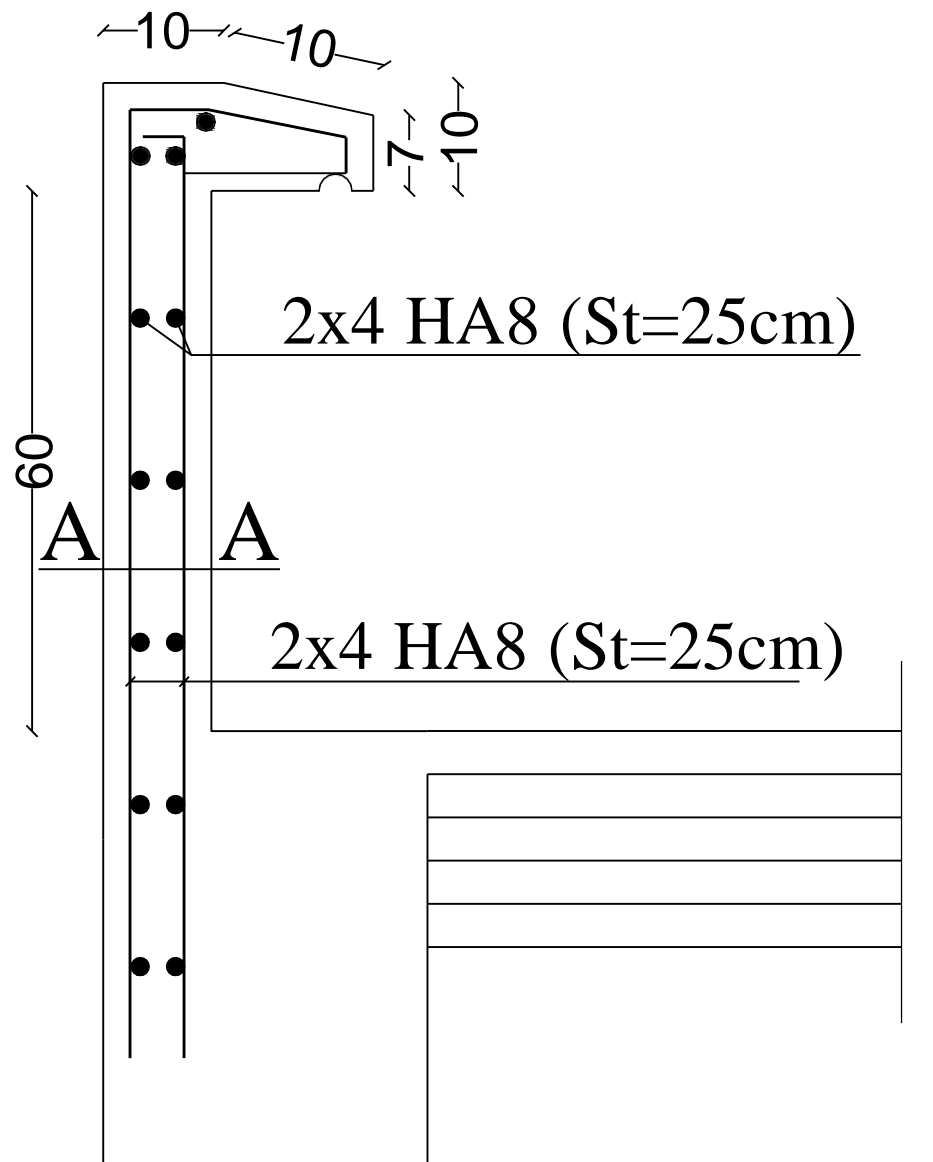
Dirigé par:
 Mr:GHOULEM
 Etudié par:
 Mr:MEZIANI Said
 Mr:BEN LALLI Hend

Titre:
 Plan de la coupe A-A

Echelle: 1/50

Plan N°:04

Promotion: 2021



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

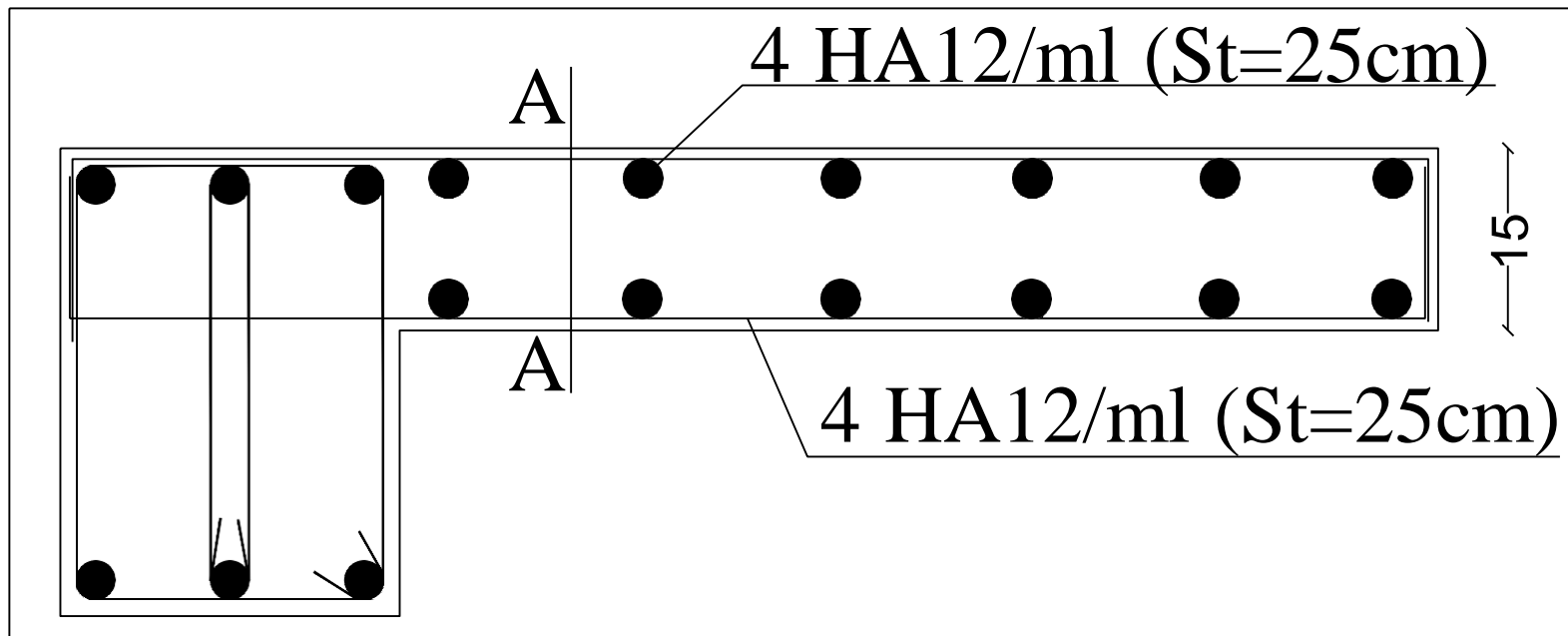
Dirigé par:
 Mr:GHOULEM
 Etudié par:
 Mr:MEZIANI Said
 Mr:BEN LALLI Hend

Titre:
 Ferrailage de l'acrotère

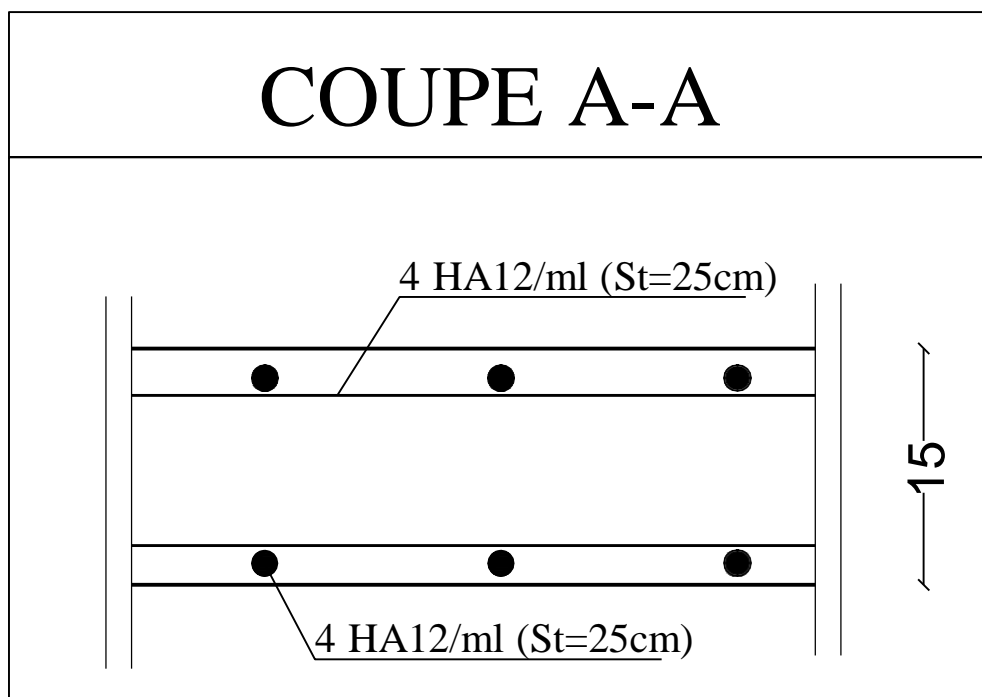
Echelle: 1/25

Plan N°:05

Promotion: 2021



COUPE A-A



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

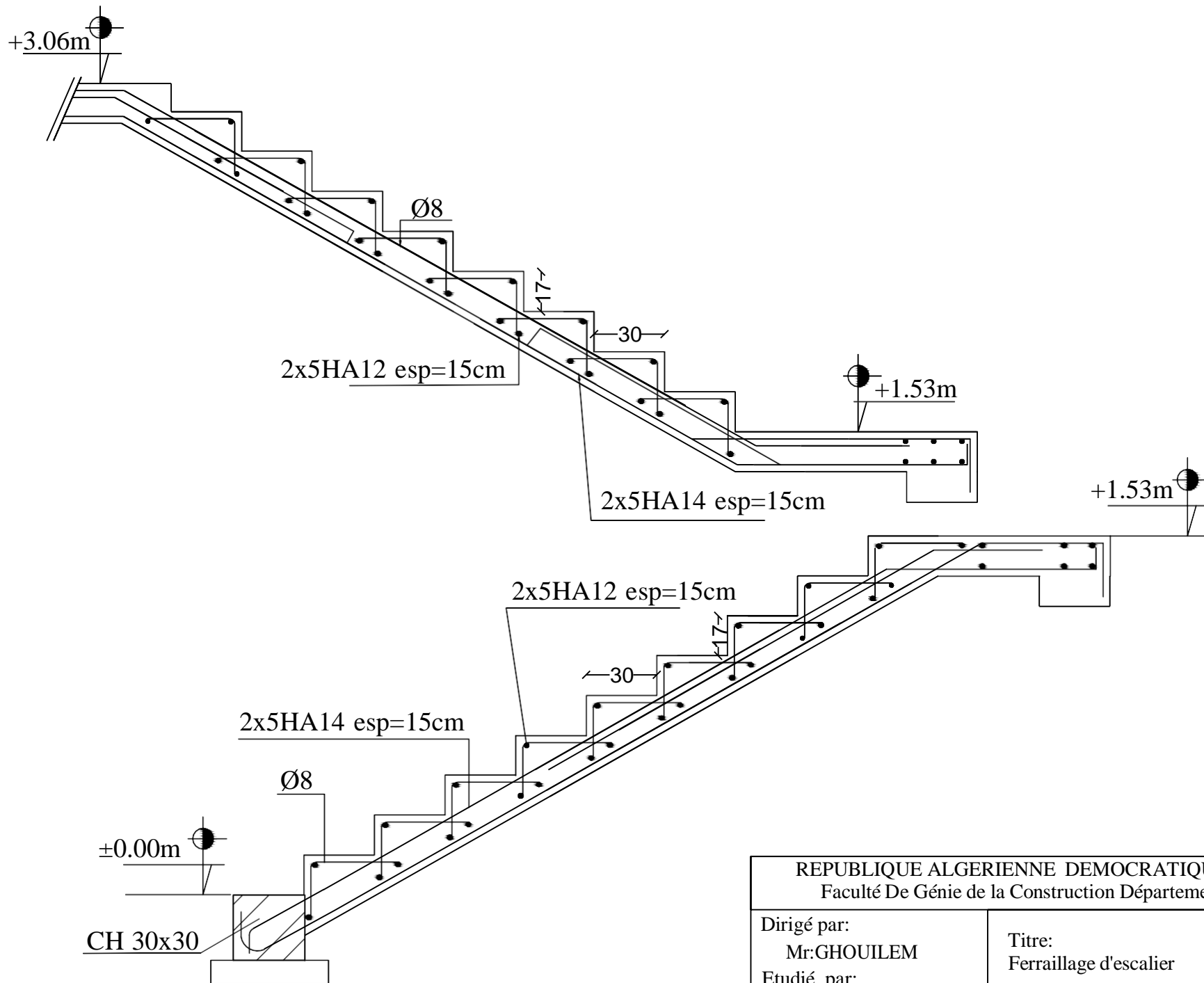
Dirigé par:
Mr:GHOULEM
Etudié par:
Mr:MEZIANI Said
Mr:BEN LALLI Hend

Titre:
Ferrailage du balcon

Echelle: 1/25

Plan N°:06

Promotion: 2021



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

Dirigé par:
 Mr:GHOULEM

Etudié par:
 Mr:MEZIANI Said
 Mr:BEN LALLI Hend

Titre:
 Ferrailage d'escalier

Echelle: 1/25

Plan N°:07

Promotion: 2021

Introduction générale

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+6étages) à usage d'habitation à ossature mixte (voiles et portiques) en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers ,empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité Du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...).

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela ne nous 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 différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de Torsion, tout en assurant une bonne dissipation des efforts

Dans notre projet d'étude 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, sa réponse est calculée en utilisant le Logiciel « ETABS »

Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment(R+6) à usage d'habitation .Cet ouvrage sera implanté à (AZAZGA ville) classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**)

- Le présent ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « **Ouvrage d'importance moyenne** ».

Cette structure est composée de :

- 06 étages courants à usage d'habitation.
- D'un (01) RDC .
- 01 cage d'escalier
- 01 Terrasse inaccessible.

Réglementation utilisée :

- Afin de garantir la stabilité de notre Ouvrage, et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en Vigueur à savoir :

-Le RPA 99/ version 2003

-Le BAEL 91

-LE DTR BC -22

Caractéristiques géométriques :

- Notre bâtiment à pour dimensions :

► **En plan :**

Longueur totale du bâtiment : $L=17,80$ m

Largeur totale du bâtiment : $L=10,40$ m

► **En élévation**

Hauteur totale du bâtiment : $h_t=21,42$ m.

Hauteur du rez-de-chaussée : RDC = $3,06$ m.

Hauteur des étages courants : $h_{\text{etage}}=3,06$ m

Acrotère $h=0,50$ m

Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

L'ossature

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de :

❖ Voile:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé 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 dues au séisme.

❖ Portiques :

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les surcharges verticales

Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

- Il supporte son poids propre et les charges d'exploitations, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)

Il existe deux types de planchers :

► Plancher en corps creux :

Planchers en corps creux portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

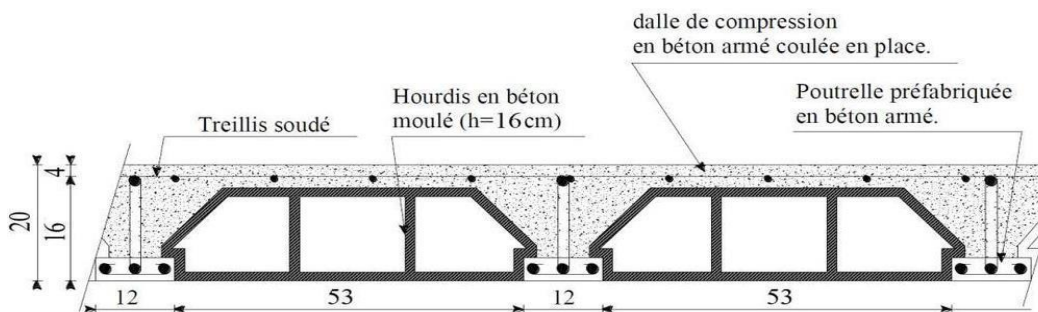


Figure I. 1 : coupe d'un plancher en corps creux

► Plancher dalle pleine en béton armé :

Le plancher on dalle pleine représente une plaque en béton armé coulée sur place, plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, comme les balcons, les portes à faux, les paliers de repos des escaliers et pour la cage d'ascenseur.

Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de Chaque plancher, ils seront réalisés en Dalle pleine.

Les escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

Le coulage s'effectuera par étage. Notre escalier comporte deux volets avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

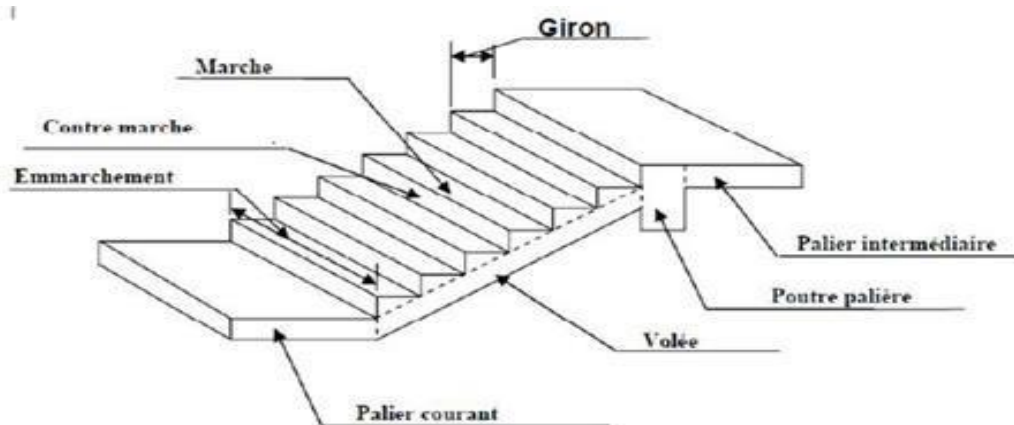


Figure I.2: Coupe schématique d'un escalier

Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

Les fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.7 Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

Murs extérieurs :

Elles sont constituées en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm et 15 cm d'épaisseur et séparées par une lame d'air de 5cm.

Murs intérieurs :

Constitués d'une seule cloison en briques creuses avec 10 cm d'épaisseur.

Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

Caractéristiques géotechniques du sol :

Vue qu'on n'a pas eu le rapport de sol, dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

Caractéristique mécaniques des matériaux :

Le béton :

Le béton est un mélange équilibré composé de

- ✓ pate pure (ciment + eau)
- ✓ granulats (sable, graviers, gravillons)
- ✓ adjuvants

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau de gâchage
- L'âge du béton

Dans les cas courants le ciment utilisé est de classe 325 (CPA 325).le béton utilisé est dosé à 350kg/m^3 de ciment

Un- laboratoire spécialisé est chargé de fixer la composition du béton suite a des essais de résistance

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5

À titre indicatif, le dosage courant pour 1m^3 de béton armé est :

- Granulats : Sable 380 à 450 kg.
Gravillons 750 à 850 kg.
- Ciment : 300 à 400 Kg.
- Eau : 150 à 200 l.

a-La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Elle est obtenue par des essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées d'une hauteur double à son diamètre ($H = 32\text{cm}$, diamètre 16 cm)

* La résistance du béton augmente avec le temps :

- A 1 j le béton atteint 15 % de sa résistance
- A 3 j → 50%
- A 7 j → 70%
- A 14 j → 80%
- A 21 j → 90%
- A 28 j → 99%

Pour les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le B.A.E.L 91 indique que cette résistance est évaluée comme suit (Art. A.2-1, 11 B.A.E.L91)

Pour $j < 28$ j

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ j

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa. (Art. 7.2.1 RPA99).

Pour notre projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$

b) La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{cj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \leq 60[\text{MPa}] \quad (\text{Art. A.2-1, 12 B.A.E.L91})$$

à 28 jours $f_{i28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

* Les contraintes limites du béton :

- **ELU :**

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

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

Avec :

0.85: Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\Theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\Theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\Theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

1.15 : situation accidentelle ;

1.50 : situation courante.

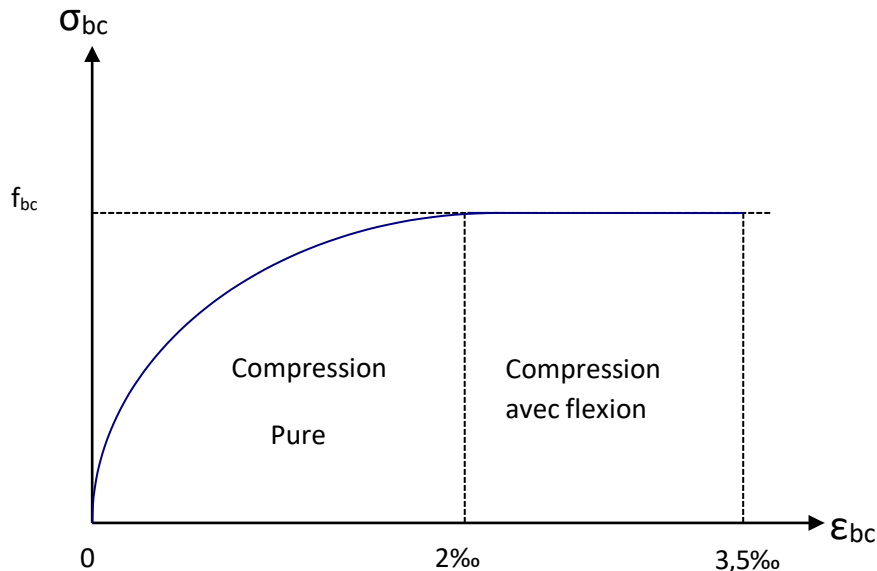


Fig.I.3 : Diagramme des contraintes de déformations du béton (Compression pure)

-Le diagramme est composé :

*D'une partie pour $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ (c'est l'état élastique).

*D'une partie $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ (c'est l'état plastique)

- **ELS :**

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma} \leq 0.6 f_{cj}$$

Avec $\bar{\sigma}$ contrainte admissible à l'ELS

A j = 28 jour : $\bar{\sigma} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

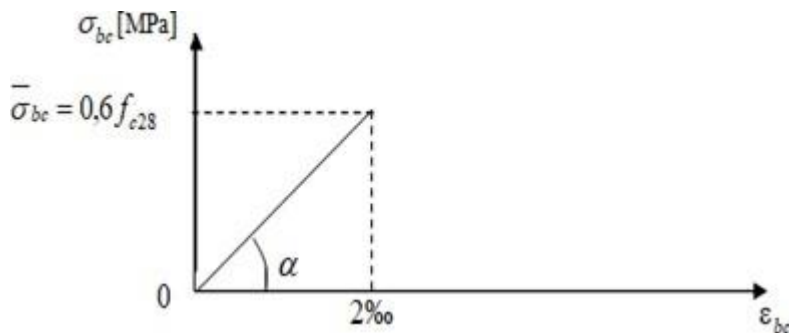


Fig I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

contrainte tangente conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ (Art : A.5.1 BAEL 91).}$$

Avec :

Tu : l'effort } tranchant.

b₀ : largeur } de la section considérée.

d : la hauteur } utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

-Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

D-Module de déformation longitudinale : (Art : A-2-1-2 B.A.E.L.91)

1- Le module de déformation instantanée du béton

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art: A-2-1-21- B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

2- Le module de déformation différée du béton :

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art: A-2-1-22- B.A.E.L.91})$$

$$\text{Soit à } j = 28 \text{ jours : } E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$$

3-le Module de Déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

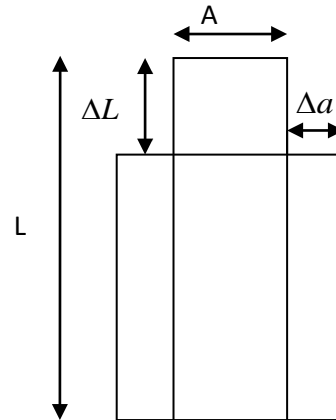
F-Le coefficient de poisson :

Le coefficient est défini par le rapport entre la déformation relative transversale (allongement relatif du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement) en valeurs absolues.

$$\nu = -\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

Il est pris égal à :

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \\ \nu = 0 \text{ à l'ELU} \end{array} \right\} (\text{ Art : A.2.18.B.A.E.L 91})$$



Les aciers :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant

Type d'acier	nomination	symbole	Limite d'élasticité Fe [mpa]	Allongement relatif a la rupture (%)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	16	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	550	8	1.3	1

Tableau I. 1: caractéristiques des aciers de bâtiment

a-Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effort de traction jusqu'à la rupture.

Le diagramme « contraintes déformations » a l'allure suivante :

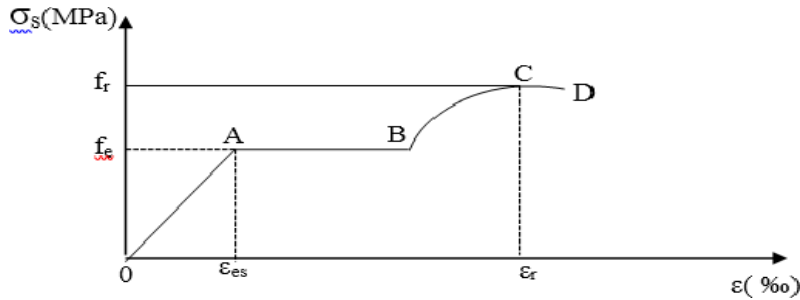


Fig-I-5 :Diagramme contrainte déformation

➤ **Module d'élasticité longitudinale**

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

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art : A.2.21.B.A.E.L 91})$$

➤ **Contraintes limites**

- Contrainte limite de calcul

La contrainte limite ultime est égale à :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (\text{Art : A.4.3.2.B.A.E.L 91})$$

- $\gamma_s = 1.15$ Pour les situations durables (courantes).
- $\gamma_s = 1.0$ Pour les situations accidentelles.

- Contrainte maximale des armatures tendues :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine « 0 ».

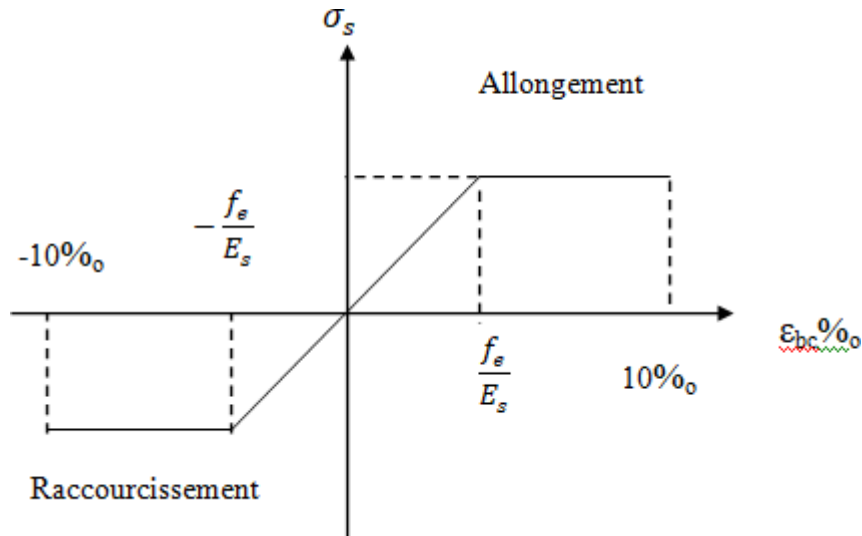


Fig-I-6 : Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers

- Ce diagramme simplifié est adopté aussi vis-à-vis des justifications de contraintes des aciers et se fera à l'état limite d'ouverture des fissures :
- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ; aucune vérification à effectuer
- **Fissuration préjudiciable** : cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left(0.5 \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \right\} \quad (\text{Art : A.45.33 BAEL 91})$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

Les éléments exposés à un milieu agressif ou range l'eau de mer ou l'atmosphère marine (brouillards salins), l'eau très pure, les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Dans ce cas, il impose de respecter :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad \dots\dots (\text{Art : A .5, 34 BAEL .91})$$

$\eta = 1$ pour les ronds lisse

$\eta = 1.6$ pour H.A $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1.3$ pour H.A $\varnothing < 6 \text{ mm}$

b- Protections des armatures :

Dans le but de protéger les armatures contre la corrosion et d'assurer un bon bétonnage, il est indispensable de prévoir un enrobage qui est égal au moins à :

1 cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et non exposés aux condensateurs.

2cm : pour les parements non couverts susceptible d'être soumis aux condensations situées au contact d'un solide.

3cm : pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis des agressions

5cm : pour les ouvrages exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

pré dimensionnement des éléments

Introduction :

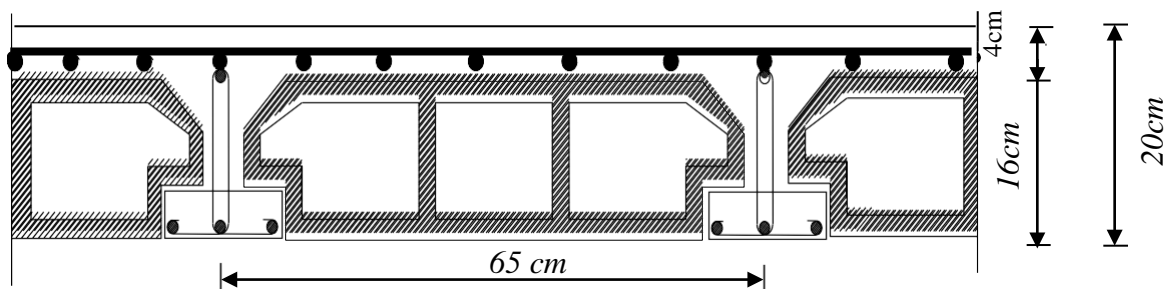
Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet, dans ce chapitre nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers.

Pré dimensionnement des éléments :

Plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant la plus petite portée, et d'une dalle de compression.



FigII-1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424 / BAEL91})$$

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003, Zone II, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à $(25 \times 25) \text{cm}^2$.

Dans notre cas:

$$L = 370 - 25 = 345 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_t \geq \frac{345}{22.5} = 15,33 \text{ cm}$$

Ainsi on optera pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$ ($16 + 4$), soit un plancher de 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour l'épaisseur la dalle de compression .

II.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place d'une part, D'autre part des éléments porteurs horizontaux, qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux, On distingue :

Les poutres principales : qui constituent des appuis aux poutrelles

Les poutres secondaires : qui assurent le chaînage

► **Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1):**

$b > 20$; $h > 30$; $h/b < 4$

1/ Poutres principales :

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courante se fait en respectant la condition CBA 93.

La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$$

Avec h_{pp} : hauteur de la poutre principale.

Lmax: L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres principales)

Dans un premier temps on suppose des poteaux de (25x25) section

Minimale exigé par le RPA

$L_{max} = 485 - 25 = 460 \text{ cm}$

$$\frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10}$$

$$30,66 \leq h_t \leq 46$$

On opte pour une hauteur : $h_{pp} = 40 \text{ cm}$

La largeur

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

Avec b : Largeur des poutres.

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40)$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$ pour des raisons de sécurité

2/ Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses.

$$L = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$$

$$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10}$$

$$\implies 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm} \text{ soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \text{ soit } b = 30 \text{ cm}$$

Remarque :

On adopte la même section pour la poutre de chaînage (25x30).

II.2.3) Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1,5	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (30x40) cm².

Poutres secondaires (30x35) cm².

II.2.3 les voiles :

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 [2].

L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm.

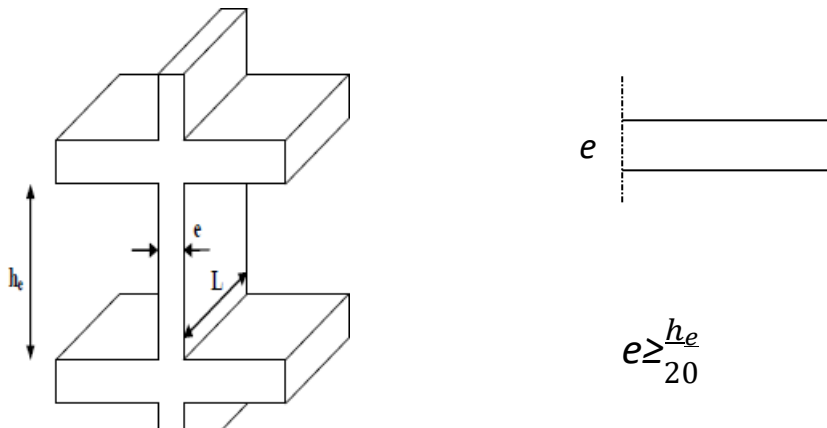


Figure II.2 : Coupes de voiles en plan

Dans notre cas :

Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$ donc :

$$e \geq \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm on opte pour une épaisseur } e = 15 \text{ cm}$$

Pour le RDC: $h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$ donc :

$$e \geq \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm on opte pour une épaisseur } e = 15 \text{ cm}$$

II.2.4. Les poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité. On choisira le poteau « C5 ».

$$\text{La section } S \text{ est donnée par la formule suivante : } S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_c}$$

avec : $\bar{\sigma}_c$: contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

détermination de la Descente de charge

2	S1		S2
0,25	0,25		
2,42	S3		S4
	1,725	0,25	1,85

surface revenant au poteau le plus sollicité

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

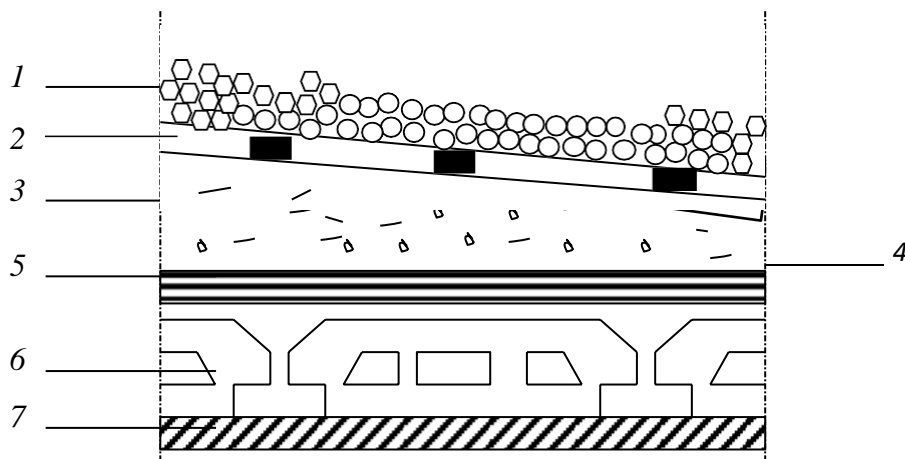
$$S = (1,725 \times 2) + (1,85 \times 2) + (1,725 \times 2,42) + (1,85 \times 2,42)$$

$$S = 15,79 \text{ m}^2$$

Détermination des charges et surcharge

- **Charges permanentes :**

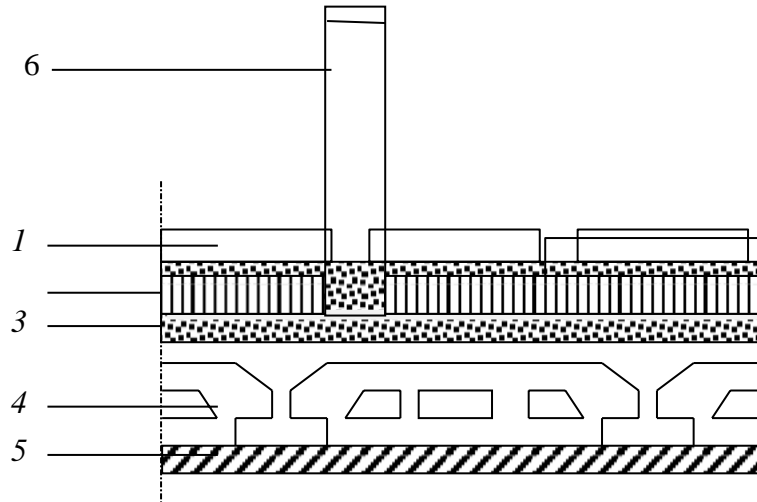
- **Plancher terrasse :**



FigII-3 : Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseurs	Poids volumique KN/m ³	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	0,01	1	0,01
5	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
6	Plancher a corps Creux(16+4)	0,02	14	2.80
7	Enduit sous plafond enPlâtre	0,02	10	0,20
			G total= 5.68KN/m²	

Tableau II.2 : charge permanente de plancher terrasse



FigII-4 : Coupe verticale du plancher courant

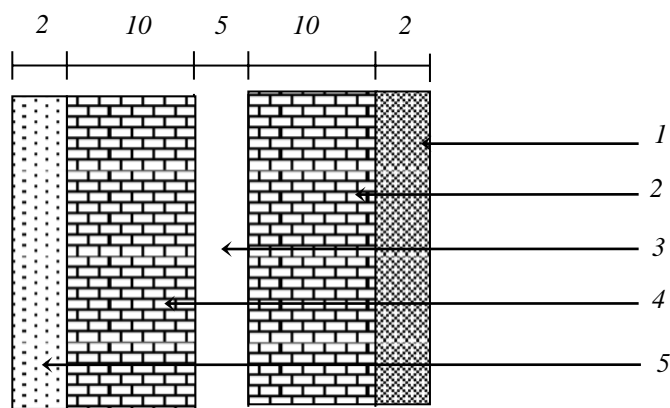
N°	Eléments	Epaisseurs	Poids volumique KN/m ³	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher a corps Creux(16+4)	0,2	14	2,80
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6	Briques creuse	0,1	09	0,90
G total= 5.06 KN/m²				

Tableau II.3 :charge permanente de plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseurs	Poids volumique KN/m ³	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G_{total} = 5,27KN/m²				

Tableau II.4 : charge permanente de la dalle pleine

– Murs extérieurs :

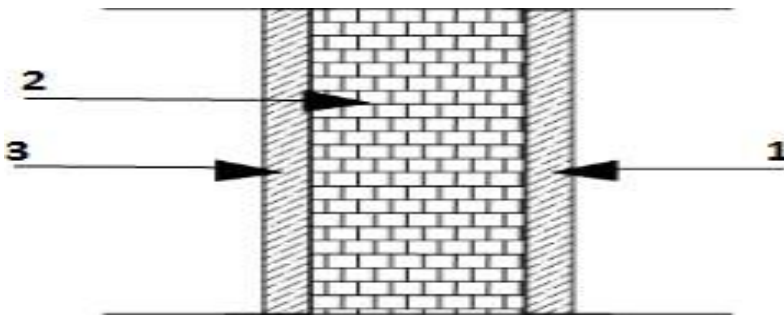


FigII-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur m	Poids vol	Charges (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2 / 4	Briques creuses	2*0,15	9	2,25
3	L'âme d'air	0,05	/	/
5	Enduit platre	0,02	10	0,2
G total= 2,81KN/m²				

Tableau II.5 :charge permanente de mur extérieur

Mur intérieur :



N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charges (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	09	0,9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G total= 1,30 KN/m²				

Tableau II.6 :charge permanente de mur intérieur

Elements	Surcharges Q(KN/m ²)
terrasse inaccessible.	1
Plancher d'étage courant	1.5
RDC	1,5
Escaliers	2.5
Acrotère	1
balcon	3.5

Tableau II.7: Surcharge d'exploitation

❖ **Poids propre des éléments :**

1- Plancher terrasse inaccessible :

$$G_t = 15,79 \times 5,68 = 89,68 \text{ KN.}$$

2- Plancher étage courant :

$$G_c = 15,79 \times 5,06 = 79,89 \text{ KN.}$$

3- Poutres :

Poutres principale :

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 4,67 \times 25 = 14,01 \text{ KN.}$$

Poutres secondaires :

$$G_{pc} = 0,30 \times 0,35 \times 3,82 \times 25 = 10,02 \text{ KN.}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{pc} = 24,03 \text{ KN.}$$

4- Poids des poteaux :

- Etages courants : $(0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,781 \text{ KN}$
- RDC : $(0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,781 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation :

Plancher Terrasse → $Q_0 = 1 \times 15,79 = 15,79 \text{ kn}$

Plancher étage courant → $Q = 1.5 \times 15,79 = 23,68 \text{ kn}$

Plancher RDC → $Q = 1,5 \times 15,79 = 23,68 \text{ kn}$

Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

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 :

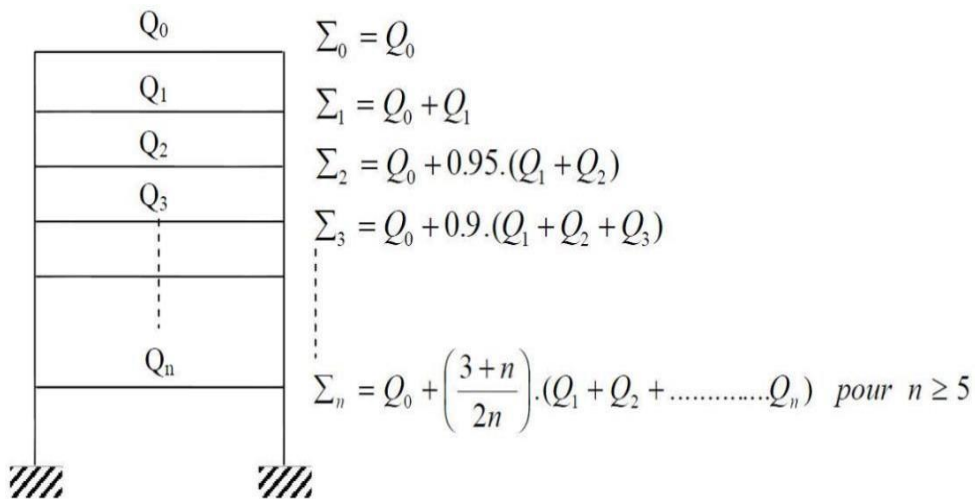
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5.$$

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.



niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	s-sol
coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714

Tableau II.6 : coefficient des dégression des charges

Les charges d'exploitation cumulées

Terrasse: $Q_0 = 15,79\text{Kn}$

5^{ème} étage : $Q_0 + Q_1 = 15,79+23,68=39,47\text{KN}$

4^{ème} étage : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 15,79+0,95[2 \times 23,68]=60,78\text{kn}$

3^{ème} étage : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15,79+0,90[3 \times 23,68]=79,72 \text{ kn}$

2^{ème} étage : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 96,30\text{KN}$

1^{er} Étage : $Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 110,51\text{KN}$

RDC : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 122,35$

Niveau	CHARGES PERMANENTES (KN)					CHARGES D'EXPLOITATION (KN)			EFFORT NORMAL (KN)	SECTION(Cm ²)		
	G	G	G	G	G	Q _i	Coefficient de dégression des charges	Q		N _s =G+Q	S _{min} (cm ²)	S _{adp} (cm ²)
	Plancher	Poutre	poteaux	Total	Cumulé	plancher		Cumulé			Trouvée N _s /(0.6x $\sqrt{28}$)	Adoptée
Terrasse	89,68	24,03	4.781	118,491	118,491	15,79	1	15,79	134,28	89,52	30x30	
5	79,89	24,03	4.781	108,701	227,192	23,68	1	39,47	266,66	177,77	30x30	
4	79,89	24,03	4.781	108,701	335,893	23,68	0.95	60,78	396,67	264,44	35x35	
3	79,89	24,03	4.781	108,701	444,593	23,68	0.90	79,72	524,313	349,54	35x35	
2	79,89	24,03	4.781	108,701	553,294	23,68	0.85	96,30	649,60	433,06	40x40	
1	79,89	24,03	4.781	108,701	661,99	23,68	0,80	110,51	772,5	515	40x40	
RDC	79,89	24,03	4.781	108,701	770,69	23,68	0.75	122,35	893,04	595,36	40x40	

Tableau II.7 :Tableau récapitulatif de la descente de charge

Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
40x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _e /20	h _e /20 = 18.7	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _e /20	h _e /20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.86	Condition vérifiée
30x30	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _e /20	h _e /20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.75	Condition vérifiée

Tableau II.8:Vérification des sections selon RPA

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l’élancement λ des poteaux

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

Avec : **L_f** : longueur de flambement (L_f = 0.7 L₀) ;

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

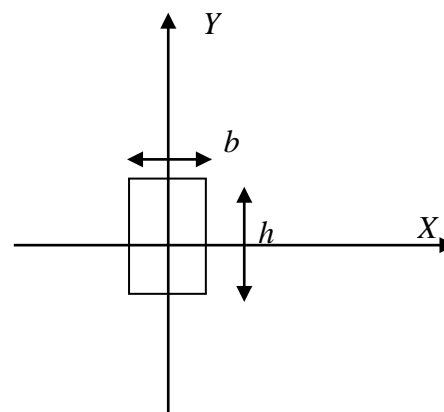
L₀ : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau (b x h) ;

I : moment d’inertie du poteau ($I_{yy} = I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

- ◆ poteaux (40X40) : L₀ = 3.74 ⇒ λ = 22.67 < 50.
- ◆ poteaux (35x35) : L₀ = 3.06 ⇒ λ = 21.20 < 50.
- ◆ poteaux (30x30) : L₀ = 3.06 ⇒ λ = 24.73 < 50.



calcul des éléments secondaires

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au Dimensionnement des éléments non structuraux à savoir : l'acrotère, le plancher les escaliers Et les consoles.

Le calcul se fera conformément aux règles du (BAEL 91 modifié 99) et le (RPA 99/2003)

L'acrotère :

Il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un mouvement de renversions M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

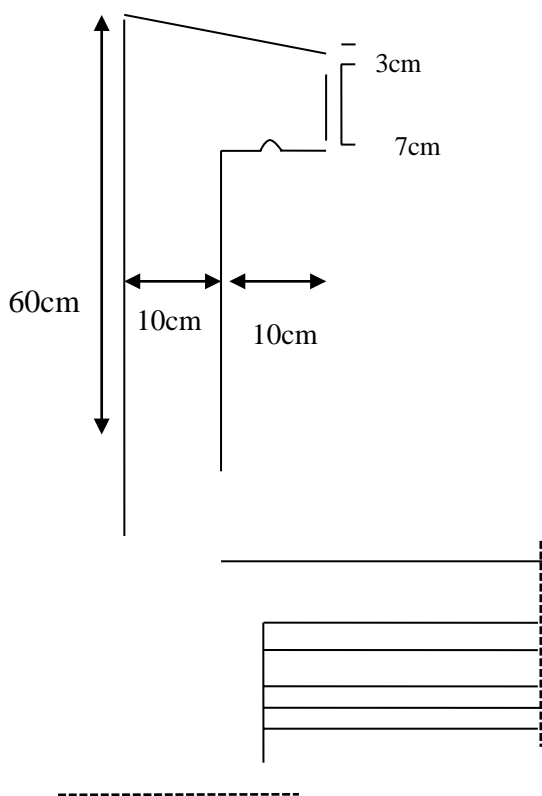


Fig III.1. coupe transversal de l'acrotère

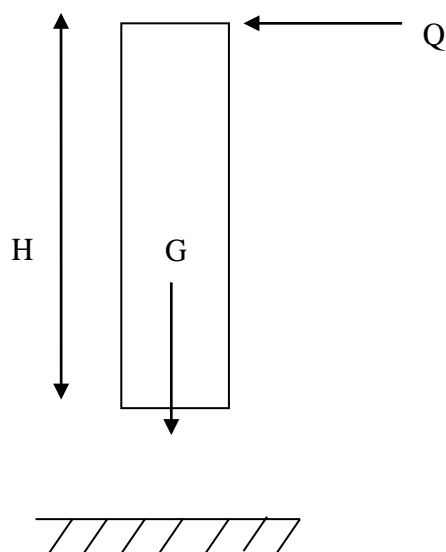


Fig III.2 Schéma statique

Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre G :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

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

$$G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

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

- Effort normal dû au poids propre (G) :

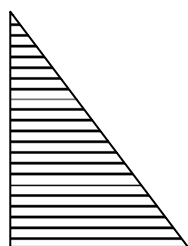
$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1.675 \text{ KN}$$

- Effort tranchant T dû à la surcharge Q :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

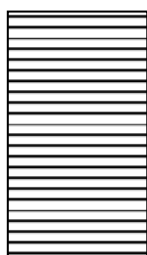
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q

$$M = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$



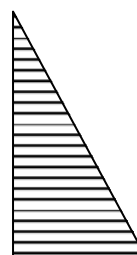
1.675 KN

Diagramme de l'effort normal N



1KN

Diagramme de l'effort tranchant T



KN.m

Diagramme de moment M

Fig III.3 Diagramme des efforts internes

Combinaison de charge :

➤ A l'ELU :

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

$$\begin{aligned} N_u &= 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN} & (N_Q = 0) \\ T_u &= 1,35 T_N + 1,5 T_Q = 1,5 \times 1 = 1,35 \text{ KN} & (T_N = 0) \\ M_u &= 1,35 M_N + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m} & (M_N = 0) \end{aligned}$$

➤ A l'ELS :

La combinaison de charge est : $G+Q$

$$N_s = N_G + N_Q = 1.675 \text{ KN}$$

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

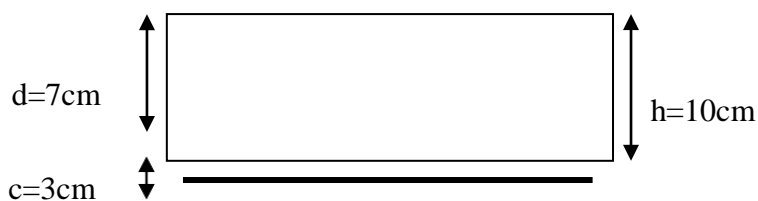
$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS

les résultats des sollicitations se résument à un effort normal « N » et un moment de flexion M .

Il est à l'étude d'une section rectangulaire d'une base **b=1m** et d'une hauteur **h=10cm** soumise à la flexion composée.



h : Epaisseur de la section.

c : Enrobage.

d = h - c : Hauteur utile

III.2.3. Calcul des armatures à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.261} = 0.398 \text{ m}$$

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

$$e_u = 39.8 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression « Cp » se trouve à l'extérieur de la section limitée l'effort normal (N) est un effort de compression neutre à l'intérieur → section partiellement comprimée

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis se ramène à la flexion composée.

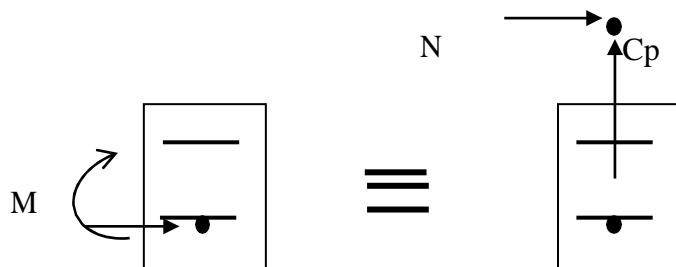


Fig III.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

1. calcul d'armatures principales

❖ Armatures fictives :

Moment fictif

$$M_f = N_u \cdot g$$

g : la distance entre le centre de pression (C_p) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39.8 + \frac{10}{2} - 3 = 41.8$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.261 \left(\frac{10}{2} - 0.03 \right) =$$

$$M_f = 2.261 \times 0.418 = 0.945 \text{ KN m}$$

Moment réduit:

$$\mu = \frac{Mf}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.013$$

Avec :

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

 $\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSP)

$$\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

❖ **Armatures réelles (en flexion composé)**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.261 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité [Art A-4.2.1/BAEL 91]**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée \rightarrow on adoptera la section minimale d'armatures (A_{\min})

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration est **préjudiciable**, donc :

$$r_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{r} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \right\}$$

$$\bar{r} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$r_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \quad V_u: \text{effort tranchant}$$

D'où :

$$r_u = \frac{1.5 \times 10^3}{(100 \times 70) \times 10} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{r} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$r_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s: \text{coefficient de scellement} ; \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.5$$

D'où :

$$r_{se} = \frac{1.5}{0.9 \times 7 \times 10.5} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_e = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a) Espacement des barres

Armatures principale : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

Armatures de répartition $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

b) Ancrage des barres verticales [Art A.6.1.2 / BAEL 91]

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{(4 \times 2.84) \times 10} = 28.1 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad \mathbf{L_s = 30 \text{ cm}}$$

Vérification a l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c \leq \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_t$$

σ_{bc} : La contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible dans le béton comprimé

σ_{st} : La contrainte dans les aciers tendus

$\bar{\sigma}_{st}$: La contrainte admissible dans les aciers tendus

1. Vérification des contraintes dans les aciers :

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

$$\text{avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{(0.6) \times 10}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} fe ; \max(0.5 fe ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{ 266.6 ; 201.63 \}$$

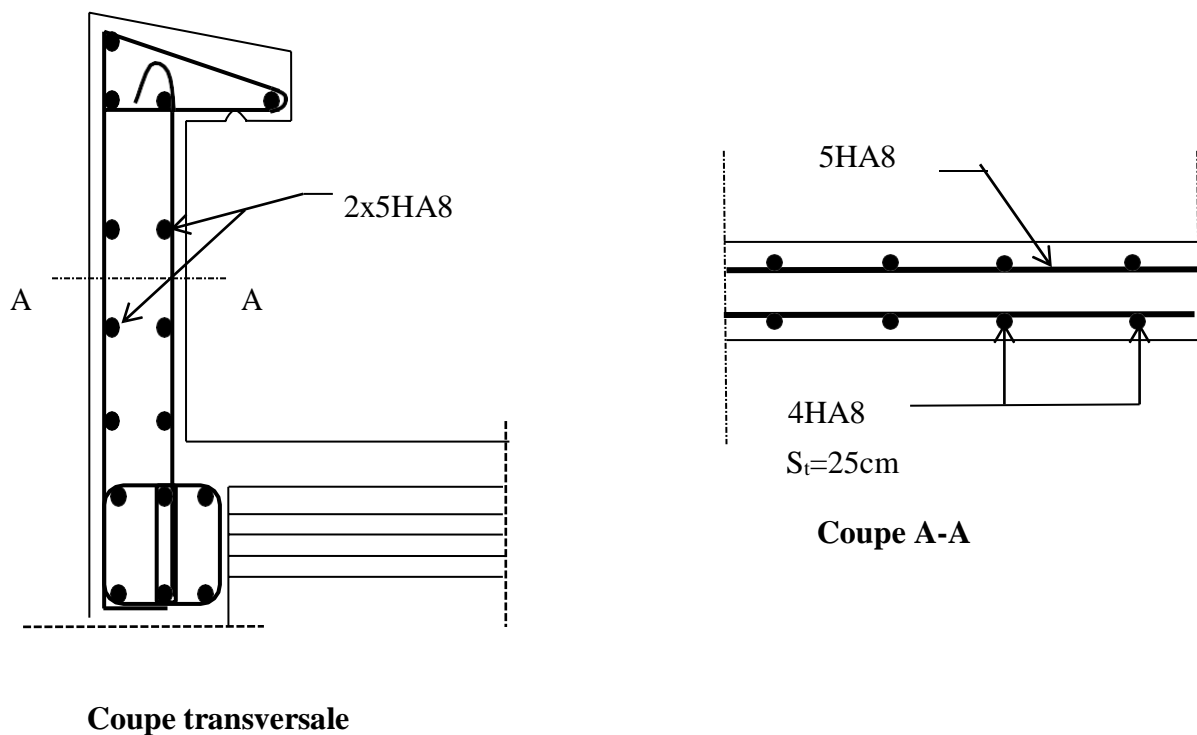


Fig III..5 Ferrailage de l'acrotère

LES PLANCHERS :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux il est constitué de :

1/Poutrelles préfabriqués de section en T : elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre Axe et assurent la fonction de portance .

2/ Le corps creux qui repose sur les poutrelles ,il est utilisé comme coffrage perdu il assure La fonction d'isolation thermique et phonique.

3/Une dalle de compression en béton armé

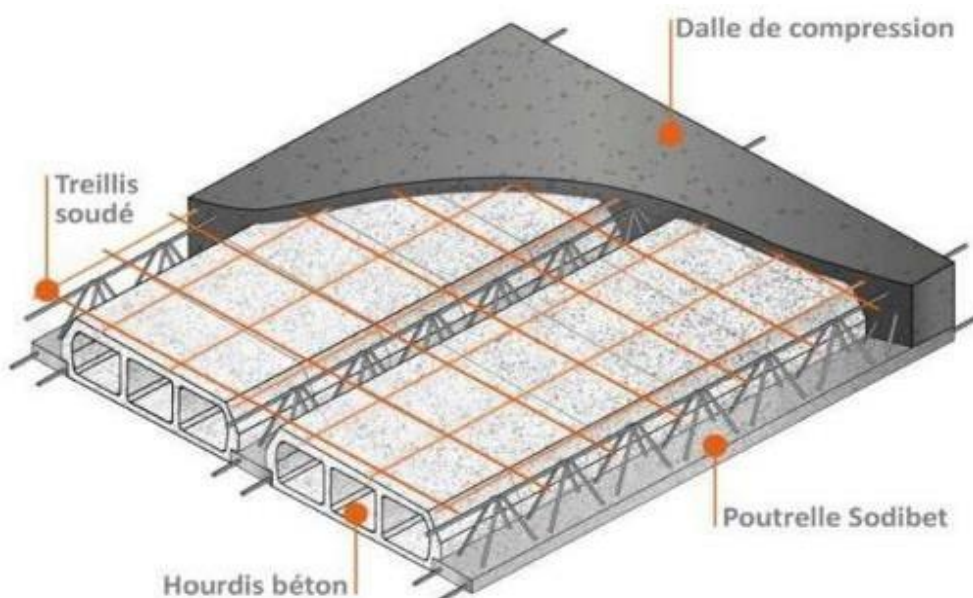


Figure III.6 : plancher en corps creux

Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton d'une épaisseur courante de **4cm** coulée sur place et sur l'ensemble de plancher constituer par les poutrelles et les hourdis ; elle est généralement armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) avec $f_e=520\text{MPa}$.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

(BAEL91modifié 99/Art B.6.8 ,423).

Calcul des armatures :

- Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} \text{ Avec } l=65\text{cm} : \text{ distance entre axes des poutrelles.}$$

$f_e = 520\text{MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml} \implies A_{\perp} = 5\text{T5} = 0.98\text{cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

- Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \text{ Avec } l=65\text{cm} : \text{ distance entre axes des poutrelles.}$$

$f_e = 520\text{MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{cm}^2 \implies A_{\parallel} = 5\text{T5} = 0.98\text{cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

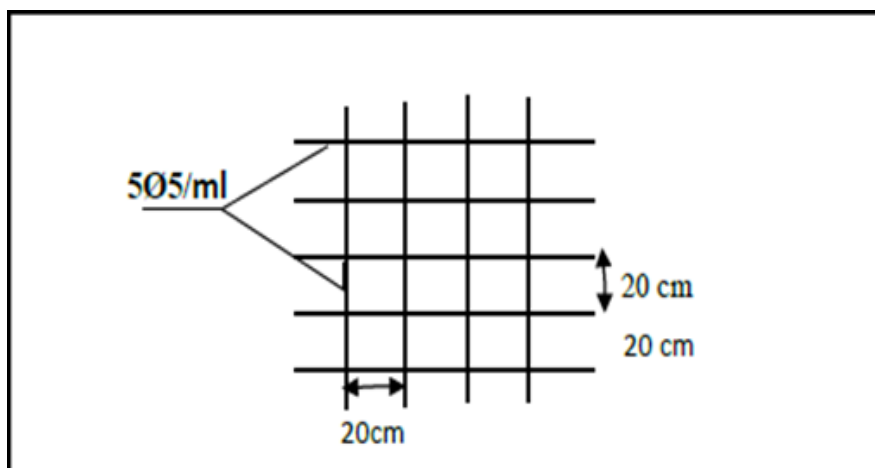


Figure 0 : schéma statique du treillis soudé

Dimensionnement de la poutrelle :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :

$$b_1 \leq \frac{L}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10}$$

$$b_1 \leq \frac{2x}{3}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1+L_2}{40} + \frac{2}{3}x$$

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures,

L_1, L_2 : distance de la portée des poutres,

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

$$b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5$$

$$b_1 \leq \frac{400}{10} = 40$$

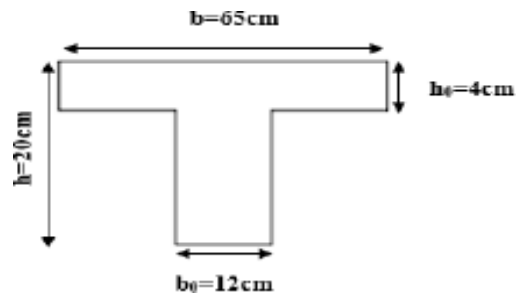
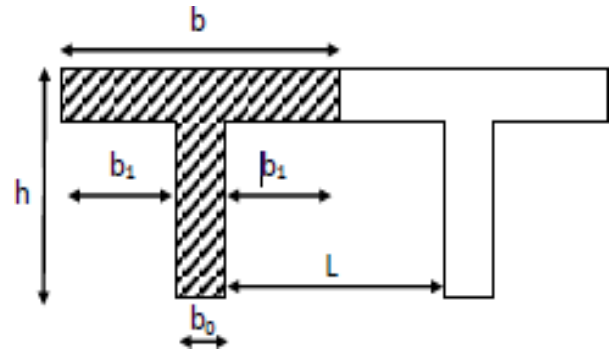
$$b_1 \leq \frac{2(400)}{3} = 266,67$$

$$b_1 \leq \frac{400+400}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{400}{2} \right) = 153,33$$

Donc $b_1 \leq 26.5$ cm, on prend $b_1 = 26.5$ cm

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

b : largeur de la dalle de compression.



Calcul Des Poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, et le calcul se fait en deux étapes :

-Avant le coulage de la dalle de compression.

-Après le coulage de la dalle de compression.

1ère étape : Avant le coulage de la dalle de compression :

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

Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$.

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

$G = G1 + G2 = 0.74 \text{ KN/ml}$.

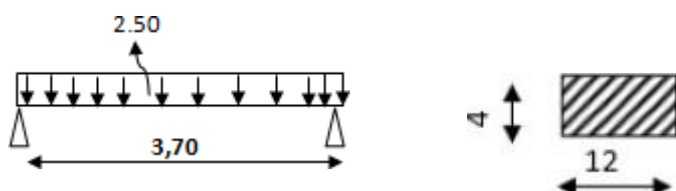
Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ml}$.

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

• Le ferrailage à l'ELU :

-Combinaison de charge :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2,5 \text{ [KN/ml]}$.



• Calcul de moment : $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{3.70^2}{8} = 4,278 \text{ KN/ml}$.

• Calcul de l'effort tranchant : $T = q_u \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{3,7}{2} = 4,62 \text{ KN/ml}$

• Calcul des armatures : $\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$

$b = 12 \text{ cm}$; $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$; $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma}} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu_b = \frac{4,278 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6,27 > \mu_{id} = 0.392$ section doublement armée

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en continue de section en T partiellement encastree à ses 02 extrémités, elle supporte son poids propre et de la dalle de compression ainsi que les sur charges revenant au plancher

détermination des poutres a étudier :

a) Plancher d'étage courant :

Poids propre du plancher

$G = 5,06 \times 0.65 = 3.28 \text{ KN/ ml}$.

Charge d'exploitation

$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ ml}$.

La combinaison de charge

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5,67 \text{ kn/ml}$

ELS: $q_s = G + Q = 4.25 \text{ KN/ml}$

b) Plancher terrasse inaccessible :

Poids propre du plancher

$$G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation

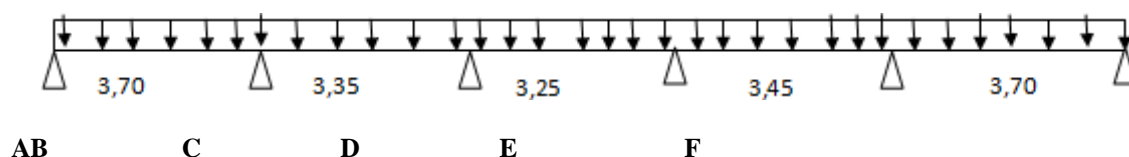
$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

La combinaison de charge

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,959 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4,34 \text{ KN/ml}$$

On remarque que le chargement du plancher **terrasse inaccessible** est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.



Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est effectuée à l'aide des méthodes usuelles tels que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments

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

$$1/ Q \leq \min (2G ; 5 \text{ [kn /m}^2\text{]})$$

$$Q = 1 \text{ KN/ m}^2 \leq \max \{ 2 G = 11,36 \text{ kn /m}^2; 5 \text{ kn /m}^2 \} \text{ Condition vérifiée.}$$

→notre plancher est à charge d'exploitation modérée

$$2/ 0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3,70}{3,35} = 1,1$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3,35}{3,25} = 1,03$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3,25}{3,45} = 0,9$$

Condition vérifiée

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 - Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé & de ses revêtements
- Les conditions sont toutes vérifiées donc **la méthode forfaitaire est applicable.**

Exposé de la méthode :

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que :

- Moment en travées : $M_t \geq \max \left\{ 1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$
- Moment en travées intermédiaires : $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$
- Moment en travées de rive $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

M_0 : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

L : Longueur de la travée.

M_t : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

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

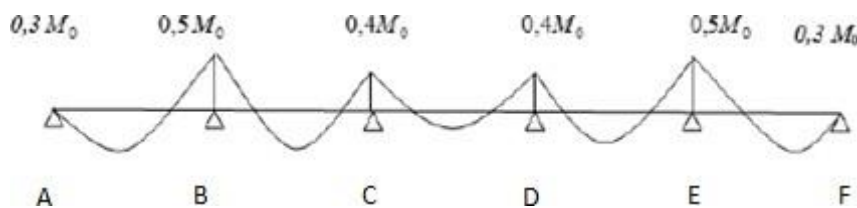
- Pour les poutres de deux travées $\geq 0.6M_0$.
- Pour les poutres plus de deux travées :

Les moments aux appuis de rive au moins égale à $\geq 0.3M_0$.

Les moments aux appuis voisins des appuis de rive au moins égale à $\geq 0.5M_0$.

Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq 0.4M_0$.

-Dans notre cas on a une poutre de 5 travées, elle sera étudiée comme suit :



Calcul des moments isostatique à L'ELU :

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 5,959 \frac{3,7^2}{8} = 10,197 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 5,959 \frac{3,35^2}{8} = 8,359$$

$$M_{03} = qu \frac{l^2}{8} = 5,959 \frac{3,25^2}{8} = 7,867$$

$$M_{04} = qu \frac{l^2}{8} = 5,959 \frac{3,45^2}{8} = 8,865$$

Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{q}{G+Q} = \frac{1}{5,68+1} = 0,14$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.14}{2} = 0.674 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.14}{2} = 0.574 \end{array} \right.$$

$$M_{05} = qu \frac{l^2}{8} = 5,959 \frac{3,7^2}{8} = 10,197$$

Calcul des efforts internes ,moments et efforts tranchants :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 10,197 = 3,0591$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 10,197 = 5,098 \text{ KNm}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 8,359 = 3,343$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0.4 \times 8,865 = 3,546$$

$$M_E = 0.5 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,5 \times 10,197 = 5,098$$

$$M_F = 0,30 M_{05} = 3,059$$

Les moments en travées :

Travée de rive AB :

$$M_{tAB} \geq \max \left\{ 1.05 M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01} \right\} - \frac{M_A + M_B}{2} ; \frac{1.2 + 0.3a}{2} M_{01} \left\}$$

$$M_{tAB} \geq \max \left\{ 1.05 \times 10,197; (1 + 0.3 \times 0,14) \times 10,197 - \frac{M_A + M_B}{2} ; 0,674 \times 10,197 \right\}$$

$$M_{tAB} \geq \max \left\{ 6,627 ; 6,33 \right\}$$

$$M_{tAB} = 6,627 \text{ KN.m}$$

Travée de rive EF :

$$M_{tEF} \geq \max \left\{ 1.05 M_{05}; (1 + 0.3\alpha)M_{05} \right\} - \frac{M_E + M_F}{2} ; \frac{1.2 + 0.3a}{2} M_{05} \left\}$$

$$M_{tEF} = 6,872 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire BC :

$$M_{tBC} \geq \max \left\{ 1.05 M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02} \right\} - \frac{M_B + M_C}{2} ; \frac{1 + 0.3a}{2} M_{02}$$

$$M_{tBC} = 4,79 \text{ KNm}$$

Travée intermédiaire CD :

$$M_{tCD} \geq \max \left\{ 1.05 M_{03}; (1 + 0.3\alpha)M_{03} \right\} - \frac{M_C + M_D}{2} ; \frac{1 + 0.3a}{2} M_{03}$$

$$M_{tCD} = 4,82 \text{ KNm}$$

Travée intermédiaire DE

$$M_{tDE} \geq \max \left\{ 1.05 M_{04} ; (1 + 0.3\alpha) M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} ; \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{04} \right\}$$

$$M_{tDE} = 5,088 \text{ km}$$

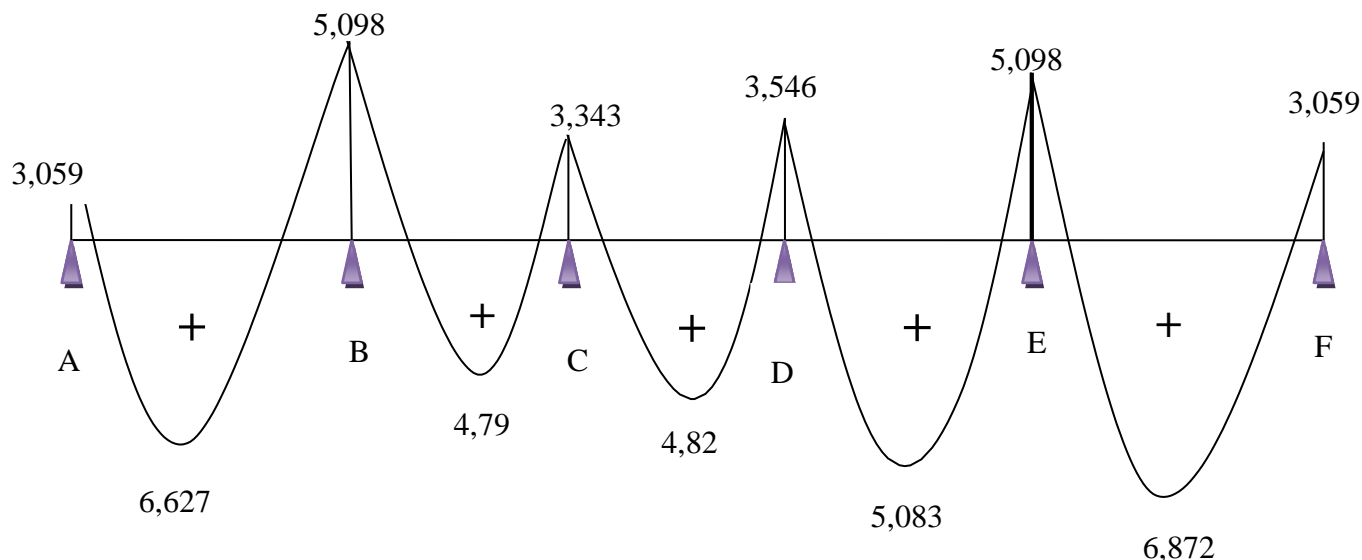


Fig III.8 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchant :

Efforts tranchant à l'ELU

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_{(x)} = \theta_{(x)} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{avec} \quad \theta = q \frac{L}{u^2}$$

Travée AB :

$$T_A = q \frac{L_{AB}}{u^2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5,959 \frac{3,70}{2} + \frac{(-5,098) - (-3,059)}{3,70} = 10,47 \text{ kn}$$

$$T_B = -q \frac{L_{AB}}{u^2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5,959 \frac{3,70}{2} + \frac{(-5,098) - (-3,059)}{3,70} = -11,57 \text{ kn}$$

Travée BC :

$$T_B = q \frac{L_{BC}}{u^2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5,959 \frac{3,35}{2} + \frac{(-3,343) - (-5,098)}{3,35} = 10,50$$

$$T_C = -q \frac{L_{BC}}{u^2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5,959 \frac{3,35}{2} + \frac{(-3,343) - (-5,098)}{3,35} = -9,45$$

Travée CD :

$$T_C = q \frac{L_{CD}}{u^2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5,959 \frac{3,25}{2} + \frac{(-3,546) - (-3,343)}{3,25} = 9,61$$

$$T_D = -q \frac{L_{CD}}{u^2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -5,959 \frac{3,25}{2} + \frac{(-3,546) - (-3,343)}{3,25} = -9,74$$

Travée DE :

$$T_D = q \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 5.959 \frac{3,45}{2} + \frac{(-5,098) - (-3,546)}{3,45} = 9,83$$

$$T_E = -q \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -5.959 \frac{3,45}{2} + \frac{(-5,098) - (-3,546)}{3,45} = -10,72$$

Travée EF :

$$T = \frac{L - F}{2} + \frac{M_E - M_F}{L_{EF}} = 5.959 \frac{3,70}{2} + \frac{(-3,059) - (-5,098)}{3,70} = 11,57$$

$$T_F = -q \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{L_{EF}} = -5.959 \frac{3,70}{2} + \frac{(-3,059) - (-5,098)}{3,70} = -10,47$$

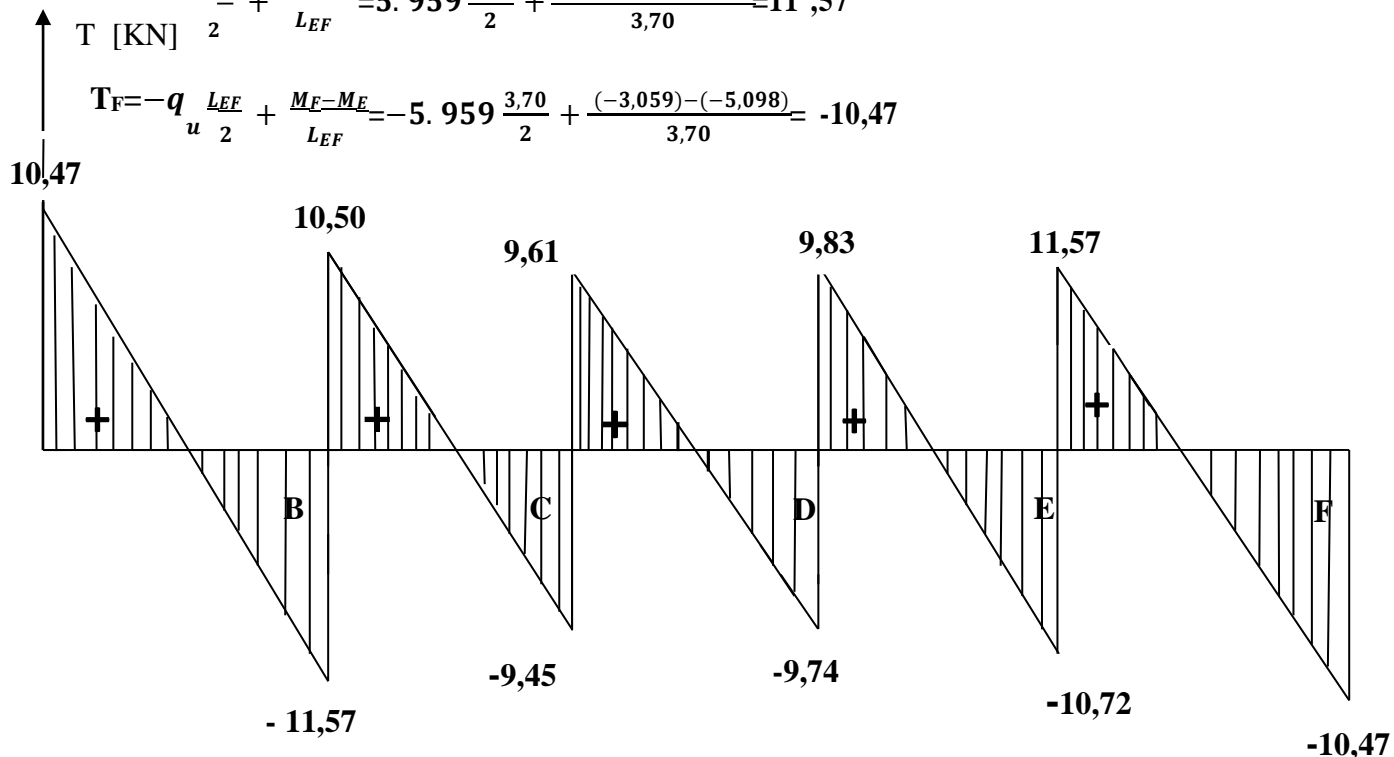


Fig III.9 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Conclusion

Moment max en travée : $M_{t \max} = 6,872 \text{ KN.m}$

Moment max en appuis : $M_{a \max} = 5,098 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $V_{u \max} = 11,57 \text{ KN}$

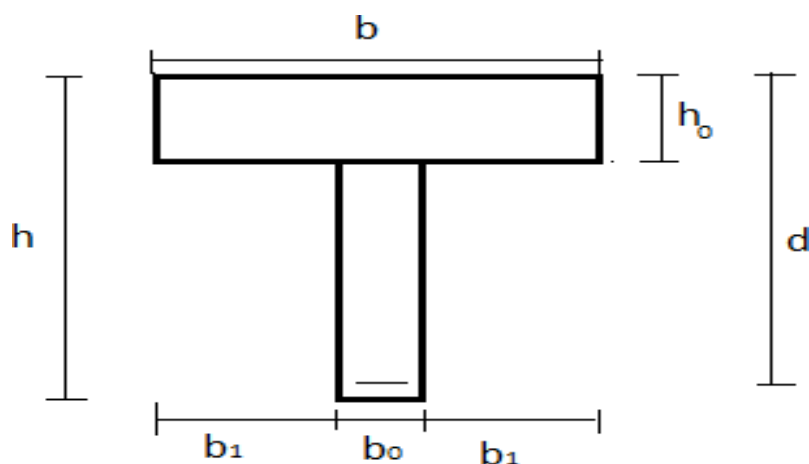
Ferraillage a l'ELU :

Le calcul se fait avec le moment max en travée et sur appuis

1. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section Té dont les caractéristiques géométriques sont :

$h = 20 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$



✓ **En travée:**

Moment max en travée : $M_{t \max} = 6,872 \text{ KN m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 59.072 \text{ KN m} > M_{t \max} = 6,872 \text{ KN m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression

D'où le calcul se fera comme pour une section rectangulaire $b \times h$ ($65 \times 20 \text{ cm}^2$)

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,872 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,872 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

✓ **Aux appuis**

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,098 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.10$$

$\mu=0.10 < \mu_i=0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0.10 \rightarrow \beta=0.947$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.098 \times 10^3}{0.947 \times 18 \times 348} = 0.859 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

2. Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le (BAEL91, ART.A.7.2.12) :

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.12 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

Φ_t : diamètre des armatures transversales

h : hauteur des planchers

b_0 : largeur de l'âme

Φ_{lmax} : diamètre maximale des armatures longitudinales

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

$A_t = 2\phi 8 = 1.0 \text{ cm}^2$

Espacement entre les armatures transversales (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

$S_t \leq \min (0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Vérifications à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur « b » armée d'une section « A_s » cette condition s'exprime par :

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

En travée : $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

1. Verification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$r_u = \frac{V_u}{bd} \leq r_u \text{ avec } V_{u \max} = 11,57 \text{ kn}$$

$$r_u = \frac{11,57 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$r_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{r} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL } \frac{91}{\text{Art}} \text{ A.5.2.1,211})$$

$$\bar{r} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$r_u = 0.53 \text{ MPa} \leq \bar{r} = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

1. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$r_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Ψ_s : coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$r_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times \pi \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$r_{se} = \frac{11,57 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times \pi \times 1.2 = 3.77 \text{ cm}$$

$$r_{se} = \frac{11,57 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.7} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

1. -Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4r_{su}} r_{su} = 0.6 \Psi S^2 f_{t28} \quad ; \quad \Phi = 12\text{mm}$$

$$r_{su} = 0.6 \Psi S^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4r_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 40\text{cm}$$

2. La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$L_c = 0.4l_s \rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16\text{cm.}$$

ls : longueur de scellement droit.

Lc : longueur d'ancrage

Calcul à l'ELS :

$$q_s = G+Q = 3,69+0,65 = 4,34 \text{ KN/ml}$$

Les efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les

Résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$q_u = 5,959 \text{ KN.m} \quad q_s/q_u = 0.728$$

► calcul le moment fléchissant :

sur appuis :

$$M_A = M_F = 3,0591 \times 0,728 = 2,22 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 5,098 \times 0,728 = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3,343 \times 0,728 = 2,43 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 3,546 \times 0,728 = 2,58 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tAB} = 6,627 \times 0,728 = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 4,79 \times 0,728 = 3,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 4,82 \times 0,728 = 3,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 5,083 \times 0,728 = 3,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = 6,872 \times 0,728 = 5 \text{ KN.m}$$

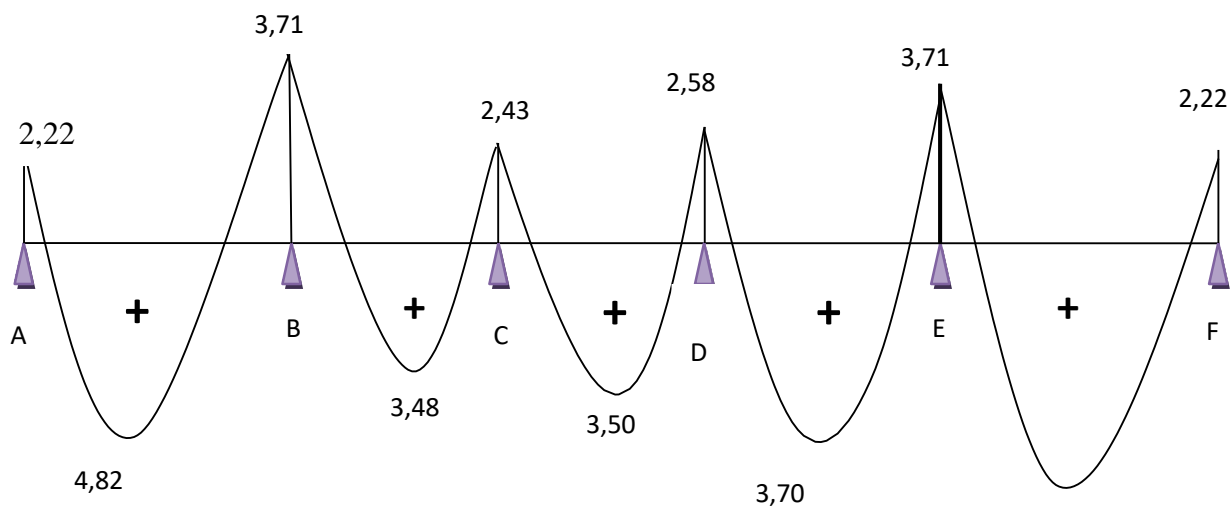


Fig III.10 Diagramme des moments à l'ELS

Calcul des efforts tranchants :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
T_i [KN]	7,62	7,64	7	7,15	8,42
T_{i+1} [KN]	8,42	6,87	7,09	7,80	7,62

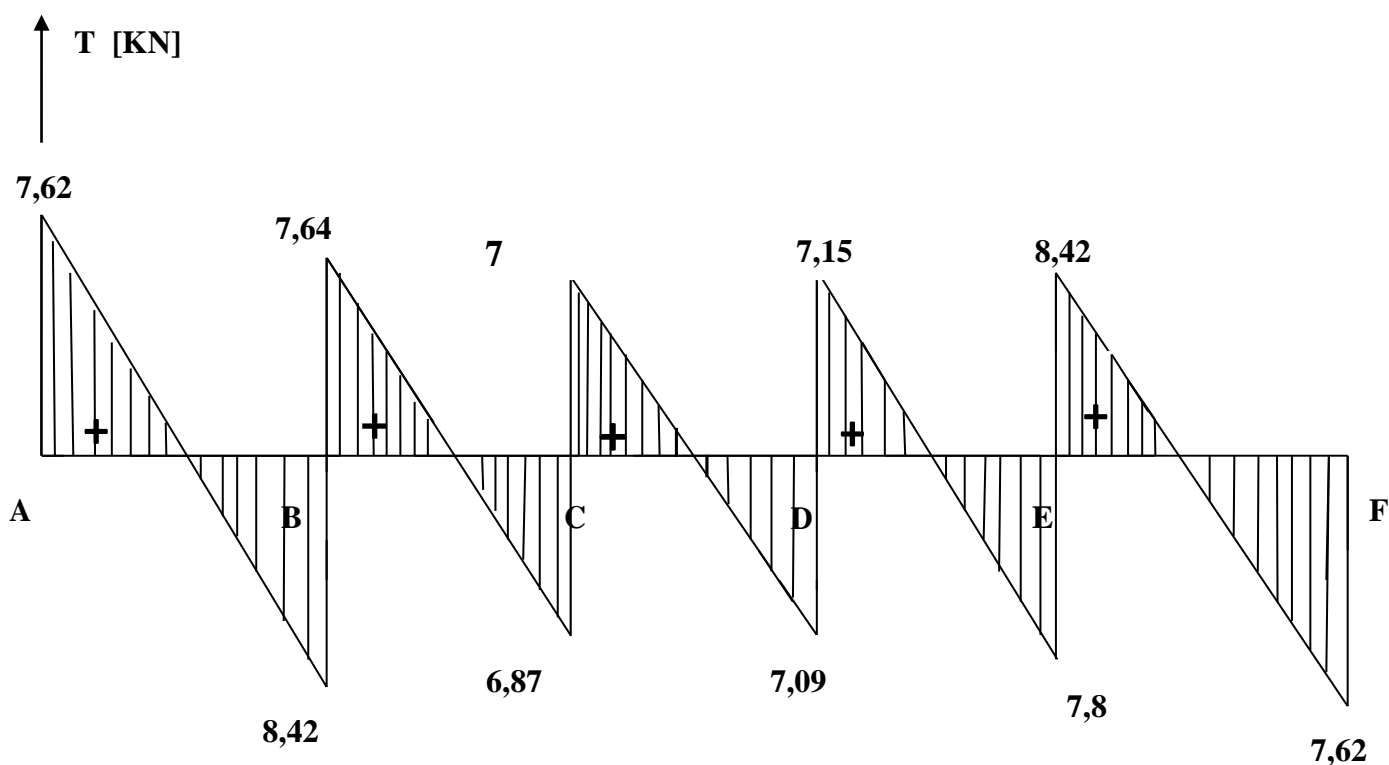


Fig III.11 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Conclusion :

Moment max en travée : $M_{t \max} = 5,00 \text{ KN m}$

Moment max en appuis : $M_{a \max} = 3,71 \text{ KN m}$

Effort tranchant max : $V_{s \max} = 8,42 \text{ KN}$

Vérifications à L'ELS:

- **Etat limite de la résistance de béton à la compression**

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \text{ avec } \bar{\sigma}_c = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{st} = \frac{Ma \text{ max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

$$\rho = 0.523 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.8915 \rightarrow K_1 = 31.05 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.032$$

$$\sigma_{st} = \frac{(3.71) \times 10^3}{0.8915 \times 18 \times 1.13} = 204,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.032 \times 204,64 = 6,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\sigma_{st} = \frac{Mt \text{ max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

$$\rho = 1.569 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K_1 = 15.67 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.064$$

$$\sigma_{st} = \frac{(5,00) \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.064 \times 98 = 6,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ La Flèche :

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 :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum en travée.

M_0 : moment maximum isostatique

b_0 : largeur de nervure

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm}$$

$L=370-35=335\text{cm}$ (portée libre)

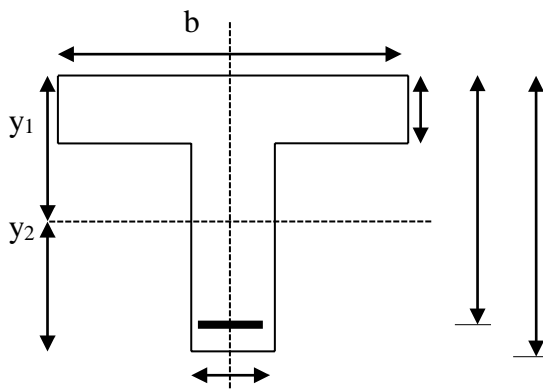
f : La flèche admissible

E_v : module de déformation différé $E_v = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

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

I_0 : moment d'inertie homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité



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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx}: moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B₀: la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 3.39} = \frac{3739.3}{555.85} = 6.727 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6.846 = 13.273 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12(6.727^3 + 13.273^3)}{3} + (65 - 12)20 \left[\frac{20^2}{12} + (6.727 - \frac{4}{2}) \right] + 15 \times 3.39(13.273 - 2)^2$$

$$I_0 = 22077.005 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 \implies \beta = 0.978$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.015} = 1.096$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0.51; 0 \} = 0.51$$

$$\text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5}{0.978 \times 18 \times 3.39} = 90.48 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 22077.005}{1 + 0.65 \times 1.096} = 14181.678 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_t^{SL^2}}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5 \times 10^6 \times 3150^2}{10 \times 10818.87 \times 14181.678 \times 10^4} = 3.49 \text{ mm}$$

$$f = 0.35 \text{ cm} < f = 0.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes

Armatures en travée : $3\text{HA}12=3.39\text{cm}^2$

Armatures en appuis : $1\text{HA}12=1.13\text{cm}^2$

Armatures transversales : $2\Phi 8$

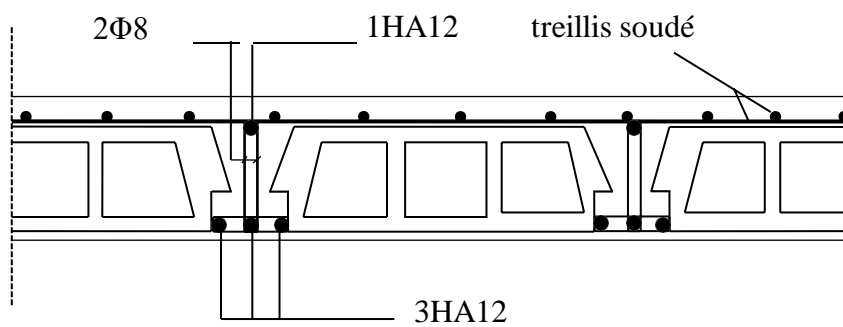


Fig-III-12 ferrailage des poutrelles

les balcons

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle plancher. Il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, et libre de l'autre extrémité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur). Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

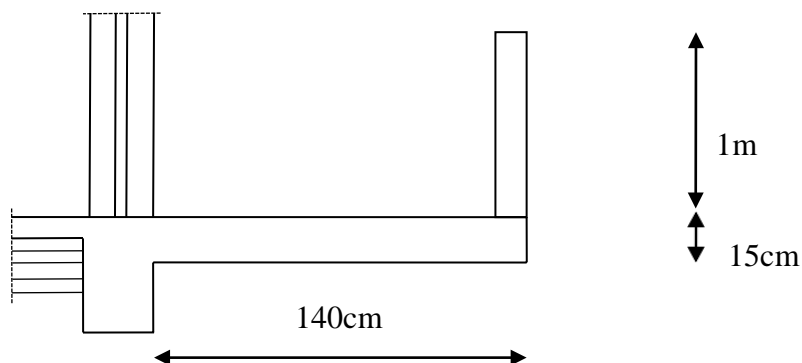


Figure III.13. : Coupe transversale d'un balcon

Dimensionnement :

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14$$

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

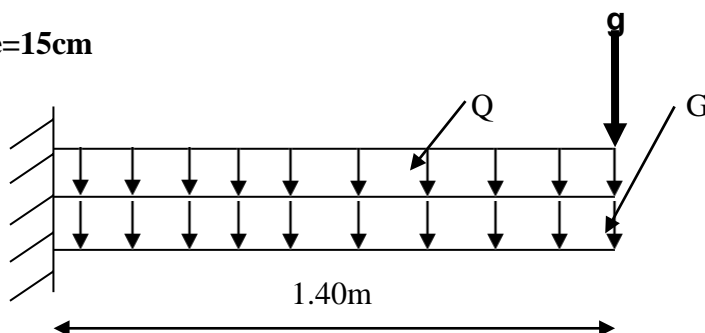


Fig III-14 Schéma statique du balcon

G : poids propre de la dalle pleine.

g : poids propre de garde-corps (charge verticale concentrée)

Q : surcharge d'exploitation

Charges et surcharges :

- **Charge permanente :**

$$G = 5,27 \text{ KN/ m}^2 \times 1 \text{ ml} = 5.27 \text{ KN/ml (voir chap 2)}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/ m}^2 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$$

- **Charge de concentration due au poids du garde-corps :**

$$g = 1,30 \text{ KN/ m}^2 \times 1 \text{ ml} = 1.30 \text{ KN/ml}$$

Combinaison des charges :

A l'ELU :

La dalle pleine :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q \times 1 \text{ ml} = 1.35(5,27) + 1.5(3,5) = 12,36 \text{ KN/ml}$$

Garde Corp :

$$q_{u2} = 1,35g = 1.35(1,30) \times 1 \text{ ml} = 1,75 \text{ KN/ml}$$

ELS :

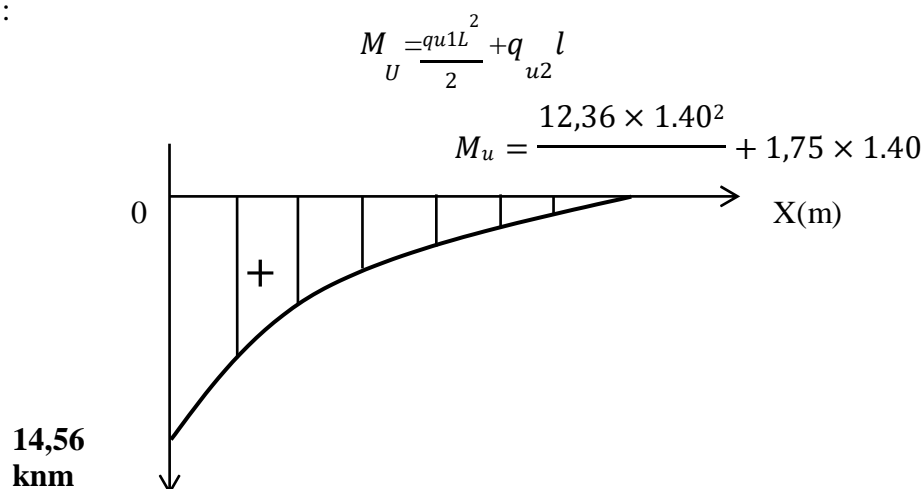
$$q_{s1} = G + Q = (5,27 + 3,5) \times 1 \text{ ml} = 8,77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = g = 1,30 \times 1 \text{ ml} = 1,30 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des moments fléchissant :

1) a l'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le moment agissant à ce niveau est :



FigIII-15 Diagramme de moment à l'ELU

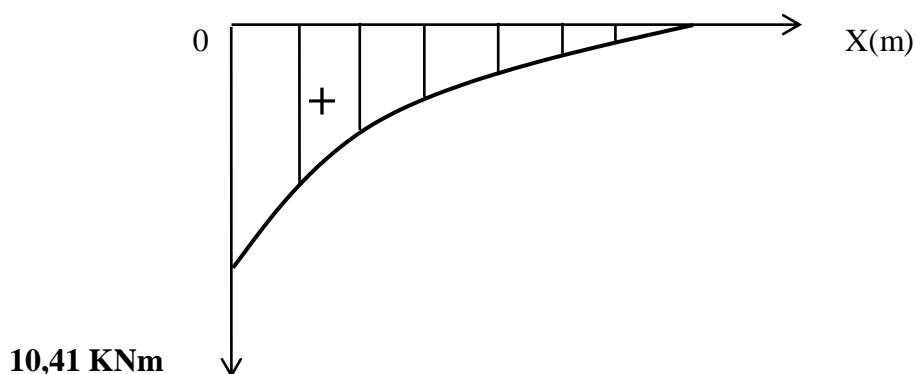
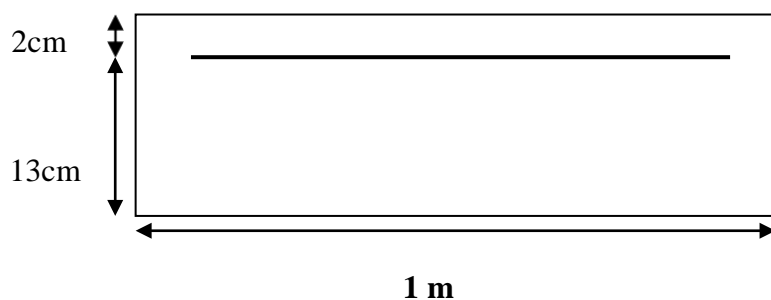


Fig-III-16 Diagramme de moment à l'ELS

Ferrailage du balcon :

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



a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14,56 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.060$$

$\mu = 0.060 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0.067 \rightarrow \beta = 0.969$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,56 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérifications à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

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

En travée : $A_s = 3.73 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$r_{se} \leq \bar{r}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Ψ_s : coefficient de scellement ; $\Psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence)

$$\bar{r}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$r_{se} = \frac{V_{u_{max}}}{0.9 d \sum u_i}$$

$$V_{u_{max}} = q_u \times l + g$$

$$V_{u_{max}} = (12.36 \times 1.40) + 1.75 = 19.054 \text{ KN}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures:

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.79 \text{ mm}$$

$$r_{se} = \frac{19.054 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.79} = 1.08 \text{ MPa}$$

$r_{se} = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{r}_{se} = 3.15 \rightarrow$ Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres

c) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$r_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{r}_u \text{ avec } V_{u_{max}} = 19.054 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable

$$r_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91 Art . A. 5.2.1,211})$$

$$r_u = \frac{19.054 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$r_u = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{r}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) **Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4r_{su}} r_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; \Phi = 12\text{mm}$$

$$r_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4r_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

. → Soit des crochets de longueur $La = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 [\text{cm}]$. (Art A.6.1, 253 BAEL 91)
Soit $La = 18 [\text{cm}]$.

e) **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)**

▪ **Armature principale**

$$S_{u1} = 25 \text{ cm} < \min [3h, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

▪ **Armature secondaires**

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min [4h, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

Vérifications à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a) **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α :

$$\gamma = \frac{14,56}{10,41} = 1.397$$

$$\mu = 0.060 \rightarrow \alpha = 0,774 < \frac{1.397 - 1}{2} + \frac{25}{100} \text{ condition vérifiée}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

b) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_t \leq \min \left\{ \frac{2}{3} fe ; \max(0.5 fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_t \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min\{266.6 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_t = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.43$$

$$\rho = 0.43 \rightarrow \beta_1 = 0.859$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.67 \times 10^6}{0.859 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 184.69 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 184.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_t = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

a) vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on doit vérifier ces trois conditions :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{140} = 0.107 > 0.062 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \implies \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.015 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_u}{10M_0} \implies 0.107 > \frac{14,56}{10 \times 14,56} = 0.1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Résultat :

Après toute vérification nous avons adopté le ferrailage suivant :

▪ **Armatures principales :**

$$A_{st} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

▪ **Armatures de répartitions**

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

1. Vérification du balcon au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

Le balcon est calculé sous l'action horizontale sous la formule suivante

$$F_p = 4.A.C_p.W_b$$

Avec :

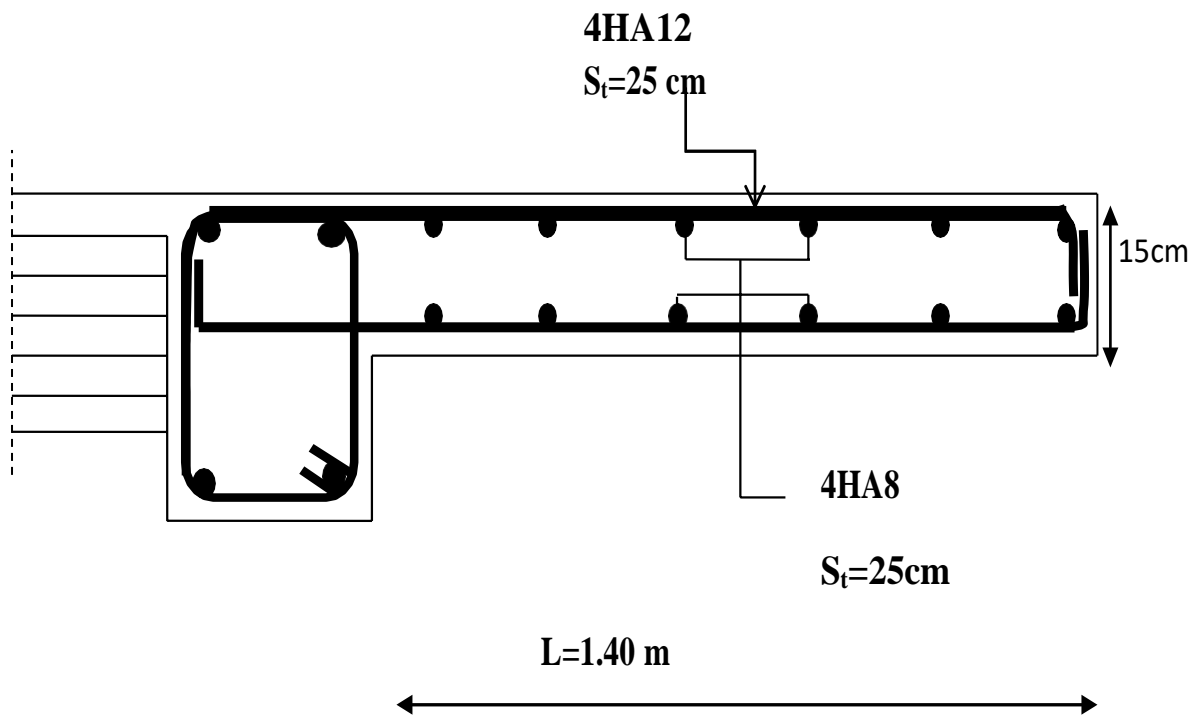
A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A=0.15$ (zonée II_a, groupe d'usage 2)

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires
élément en console $\rightarrow C_p=0.3$

W_p : poids de Le balcon, $W_b=5.44$ KN/ml

$$F = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 5.44 = 0.97 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Le balcon est calculé avec un effort horizontal (Q) supérieur à l'effort sismique (F_p). Donc le ferrailage adopté précédemment conviendra



III-3-17 : ferrailage de la console

L'escalier :

III-5-1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment

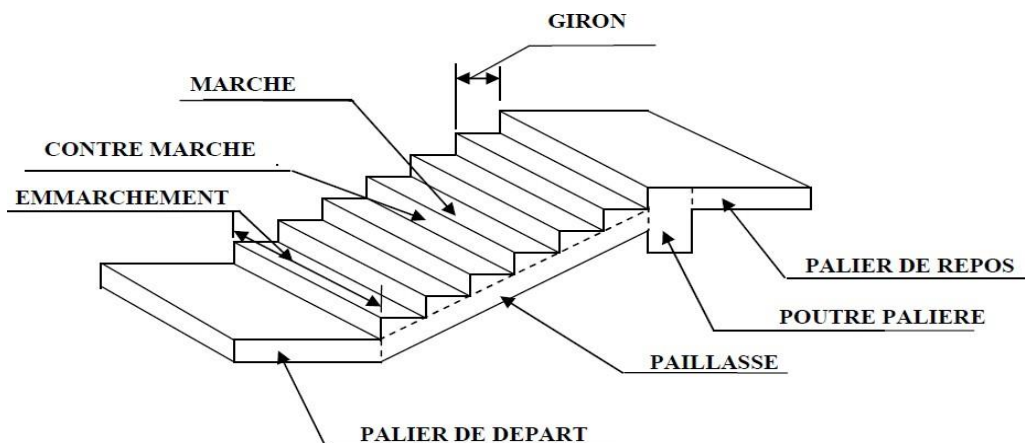


Figure III.18 : Coupe verticale de l'escalier

Caractéristiques dimensionnelles:

- **Marche** : est la partie d'un escalier sur laquelle on pose le pied pendant la montée ou la descente de l'escalier.

Le nombre de marches est : $m = n - 1$

n : Le nombre de contremarche.

- **Contremarche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, elle sert à supporter les marches.

Le nombre de contremarche est : $n = H/h$

H : hauteur entre deux planches consécutives.

h : hauteur de la contremarche.

- **Hauteur de marche** : est la hauteur de contremarche, elle doit être identique pour toutes les marches d'un escalier.

h=15cm pour les lieux publics.

h=17cm pour l'habitation.

Le giron : profondeur d'une marche sans le nez de marche, c'est la mesure horizontale d'une marche.

- **Ligne de foulée** : ligne imaginaire qui symbolise l'endroit où l'on passe. Elle est située au milieu d'un escalier.

La volée : une suite continue de marches entre 2 paliers, constituée de marches, et paillasse

- **La paillasse** : est la dalle oblique qui supporte les marches et les contremarches d'un escalier en béton.
- **Le palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage. (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins)
 $L_p \geq 3g$ ou **1.10m**

- **L'embranchement** : est la largeur de la marche.

Maison individuelle : $W \geq 80\text{cm}$

Bâtiment collectif : $W \geq 120\text{cm}$

Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants.
- à palier intermédiaire.
- à la Française (limon apparent sur le côté).
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

Pré-dimensionnement de l'escalier :

Pour les dimensions des marches (**g**) et contre marches (**h**) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

La Formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$.

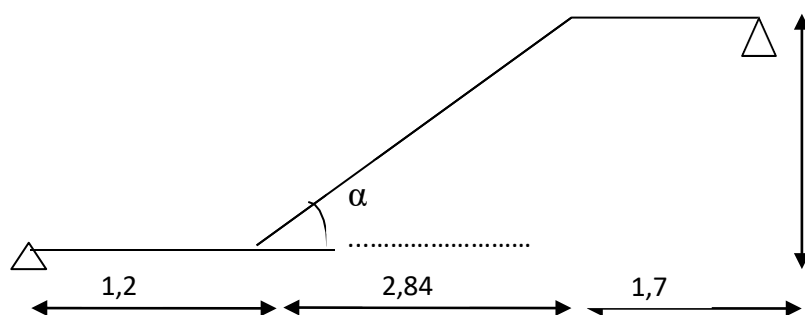


Figure III.19 Les dimensions de la paillasse

La hauteur de l'étage courant H=3.06 m:

- **Hauteur de la marche (h):**

On prend **h=17 cm**

- **Nombre de contre marches (n):**

Donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ soit **n=18**

Les 18 contre marches seront réparties on deux volées identique :

Volée 1 : n = 9 contre marches donc m = n-1 = 8marches.

Volée 2 : n = 9 contre marches donc m = n-1 = 8marches

- **Le giron (g):**

$$g \leq 66 - 2h$$

$$g \leq 66 - (2 \times 17) = 32 \text{ cm}$$

on prend g = 30 cm

Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$2h + g = 2 \times (17) + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

► **La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable**

Dimensionnement de la paillasse et du palier de repos:

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la condition suivante :

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

REMARQUE :

Nous allons nous intéresser à l'escalier qui permet le passage entre étage courant. (on prend le cas le plus défavorable).

On a $\tan a = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow a = 29.53$

$$\cos a = \frac{L_2}{L}$$

$$L = \frac{L_2}{\cos a} = \frac{240}{0.870} = 275 \text{ cm}$$

$$L_2 = (n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

Donc: $L_0 = L_1 + L + L_3 = 1.20 + 2.75 + 1.70 = 5.65 \text{ m}$

$$\frac{5.65}{30} \leq e_p \leq \frac{5.65}{20} \rightarrow 18.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 28.25 \text{ cm}$$

Donc : $e_p = 20 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse et du palier est : $e_p = 20 \text{ cm}$

Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de

CHAPITRE 3

Calcul des éléments secondaires

projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
04	palier en béton armé	0,20	25	5
05	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G_{total} = 6,16 KN/m²				

Tabl III.1: Les charges permanentes revenant sur le palier

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
03	marches	0,17/2	25	2.12
04	paillasse	0,20/cos 29.53	25	5,71
06	Enduit ciment	/	/	0.36
G_{total} = 8,88 KN/m²				

Tabl III.2: Les charges permanentes de la volée

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Combinaison des charges a l'ELU :

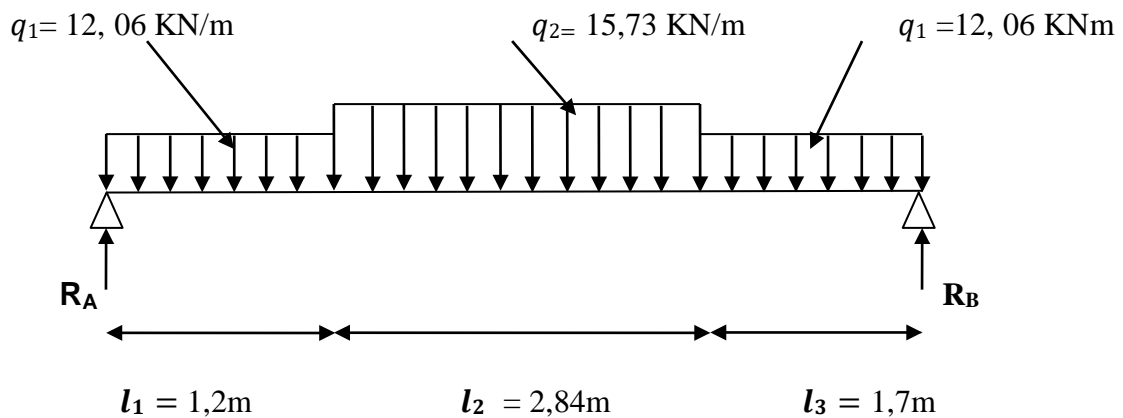
- La volée :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8,88 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 15,73 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6,16 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12,066 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts internes :



Réactions d'appuis :

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F/y = 0$$

$$\sum F/y = R_A - q_1 l_1 - q_2 l_2 - q_1 l_3 + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 79,66$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = R_B (l_1 + l_2 + l_3) - q_1 \frac{l_1^2}{2} - q_2 l_2 (l_1 + \frac{l_2}{2}) - q_1 l_3 (l_1 + l_2 + \frac{l_3}{2})$$

$$R_B = 39,36 \text{ kn}$$

$$R_A = 40,3 \text{ kn}$$

Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :

Effort tranchant

1 er tronçon $0 \leq x \leq 1,2\text{m}$

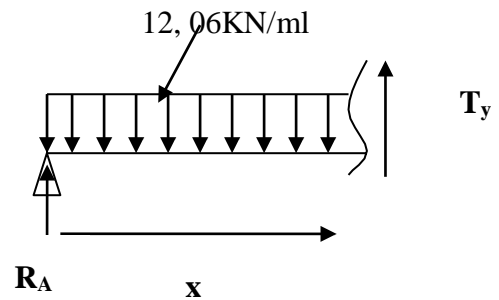
$$\sum F/y = 0$$

$$T_y = q_1 x - R_A$$

$$T_y = 12,06x - 40,3$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = -40,3 \text{ KN}$$

$$X=1,2 \rightarrow T(1,2) = -25,82 \text{ KN}$$



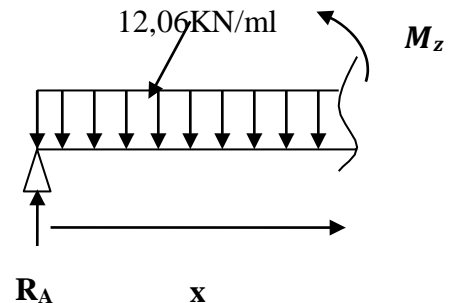
Moment fléchissant :

1 er tronçon $0 \leq x \leq 1,2\text{m}$

$$\sum M = 0 ; M_z = -12,06 \frac{x^2}{2} + 40,3x$$

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

$$X=1,2 \rightarrow M(1,2) = 39,68 \text{ KN.m}$$



2^{ème} tronçon $1,2 \leq x \leq 4,04\text{m}$

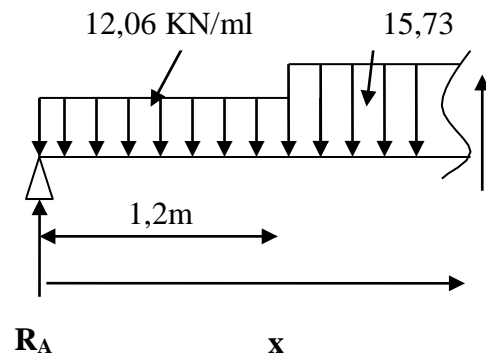
$$T_y = q_2(x - l_1) + q_1 l_1 - R_A$$

$$T_y = 15,73(x-1,2) + 12,06 \cdot 1,2 - 40,3$$

$$T_y = 15,73x - 44,70$$

$$X=0 \rightarrow T(1,2) = -25,82 \text{ KN}$$

$$X=1,2 \rightarrow T(4,04) = 18,85 \text{ KN}$$



Moment fléchissant

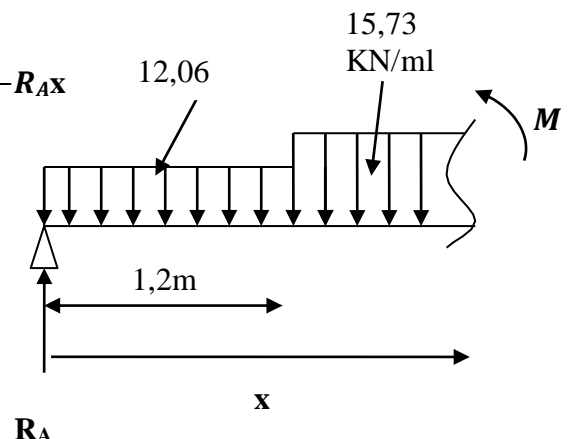
$$\sum M = M_z + q_2 (x - l_1) \frac{(x-l_1)}{2} + q_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + (x - l_1) \right) - R_A x$$

$$M_z = -q_2 \frac{(x-l_1)^2}{2} - q_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + (x - l_1) \right) + R_A x$$

$$M_z = -7,86 x^2 + 44,70x - 2,63$$

$$X=1,2 \rightarrow M(1,2) = 39,7 \text{ KN.m}$$

$$X=4,04 \rightarrow M(4,04) = 49,67 \text{ KN.m}$$



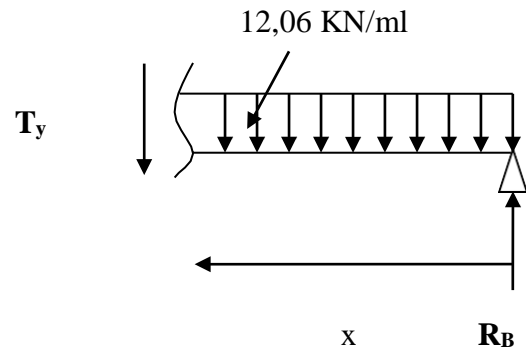
Effort tranchant

3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,7\text{m}$

$$\sum F = 0 ; T_y = -12,06x + 39,36$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = 39,36 \text{ KN}$$

$$X=1,7 \rightarrow T(1,7) = 18,85 \text{ KN}$$



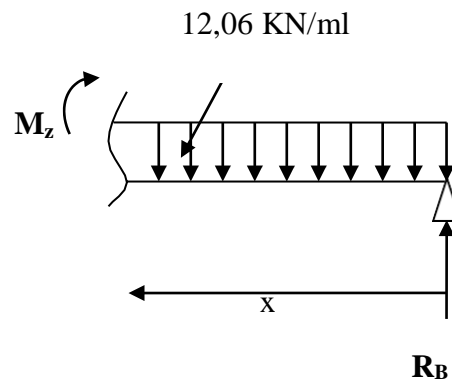
Moment fléchissant

3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,7\text{m}$

$$\sum M = 0 ; M_z = -12,06 \frac{x^2}{2} + 39,36x$$

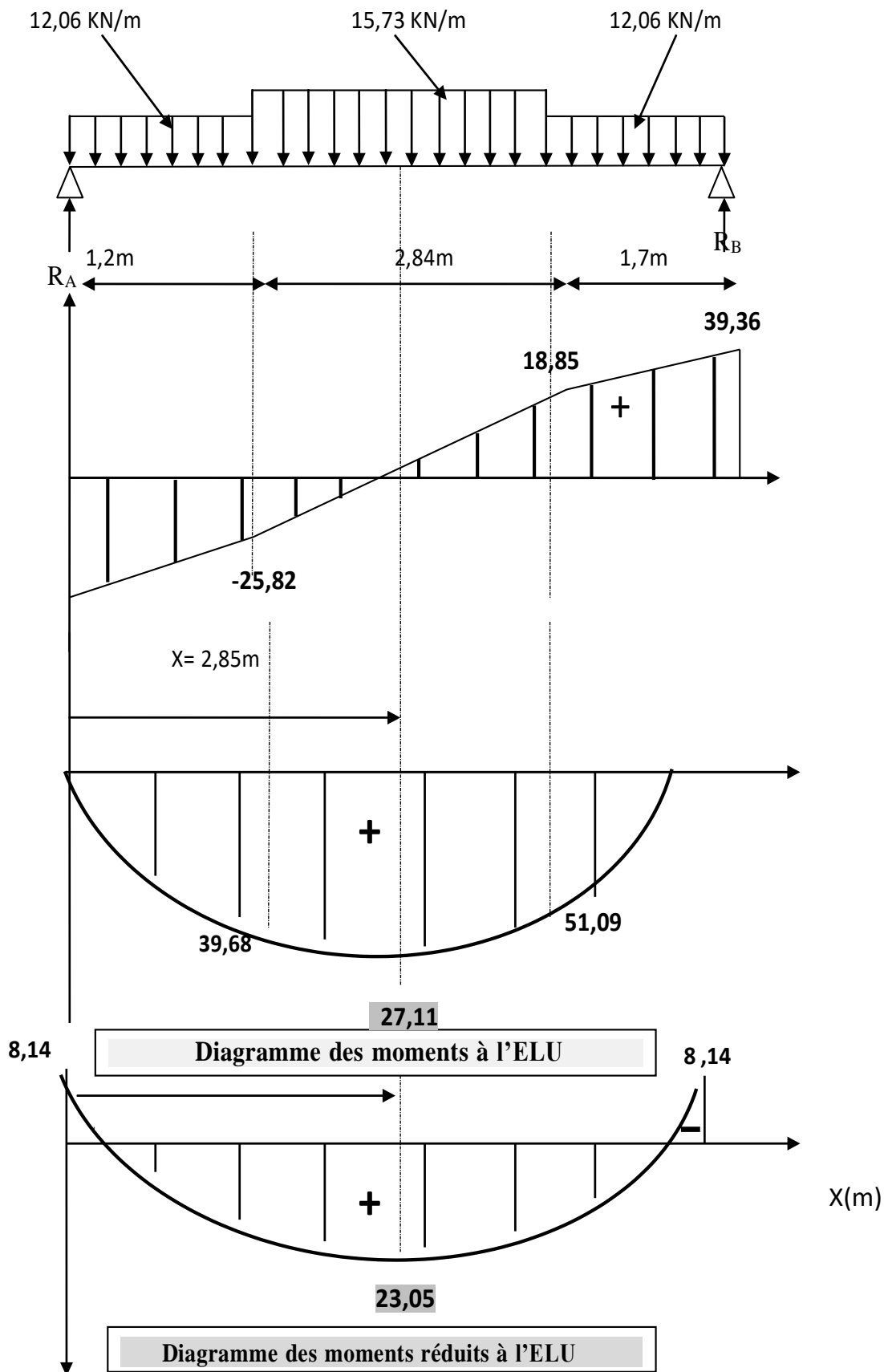
$$X=0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X=1,7\text{m} \rightarrow M(1,7) = 49,50 \text{ KN.m}$$



Après avoir résolu l'équation $T_y = 0$ on aura la valeur du moment max à $X=2,85 \text{ m}$
et $M_{\max} = 27,11 \text{ KN.m}$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée



Calcul a L'ELU :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire dont les caractéristiques géométrique sont :

b=100 cm; h=20 cm; c=3cm ; d=17cm

a) En travée:

$$M_u^t = 23,05 \text{ KN.m}$$

Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,05 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0,056$$

$\mu = 0,056 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,979$

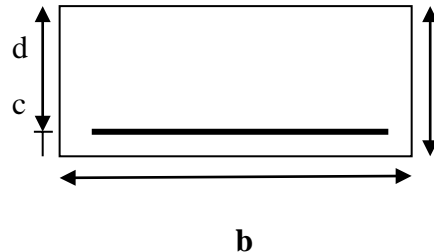
$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,05 \times 10^3}{0,979 \times 17 \times 348} = 3,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{r} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$



a) En appuis :

$$M_u^a = 8,14 \text{ KN.m}$$

Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,14 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0,019$$

$\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,99$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,14 \times 10^3}{0,99 \times 17 \times 348} = 2,38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{r} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérifications a L'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

$$A_{s_{min}} \geq A_s = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2,05 \text{cm}^2$$

En travée : $A_t=5,65 > 2,05 \text{cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_a=5,65 \text{cm}^2 > 1.57 \text{cm}^2$ condition vérifiée

a) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$r_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{r}_u \text{ avec } V_{u_{max}} = 39,36 \text{KN}$$

$$r_u = \frac{39,36 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.23 \text{MPa}$$

$$r_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{r} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91 Art .A.5.2.1,211})$$

$$\bar{r} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa} \} = 3.33 \text{MPa}$$

$r_u = 0.23 \text{MPa} \leq r = 3.33 \text{MPa}$ Condition vérifiée

a) Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

(BEAL91/Art a.5.1,313)

On doit vérifier :

$$V_u \leq \bar{V} = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\bar{V} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.17 \times 1}{1.5} = 780 \text{KN}$$

$V_u = 39,36 \text{KN} \leq \bar{V} = 780 \text{KN} \rightarrow$ condition vérifiée

a) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$r_{se} \leq \bar{r}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

Ψ_s : coefficient de scellment ; $\Psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence)

$$\bar{r}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$r_{se} = \frac{V_{u_{max}}}{0.9d \sum u_i}$$

Σu_i : somme des périmètres utiles des armatures

- **En travée :**

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$r_{se} = \frac{39,36 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 188.49} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$s_e = 1.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

- **En appuis :**

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$r_{se} = \frac{39,36 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 188,4} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$s_e = 1,63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

- a) Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 r_{su}} r_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} ; \Phi = 10 \text{ mm}$$

$$r_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 r_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 40 \text{ cm}$

- a) La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).**

$$L_c = 0.4 l_s \rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec :

l_s : longueur de scellement droit.

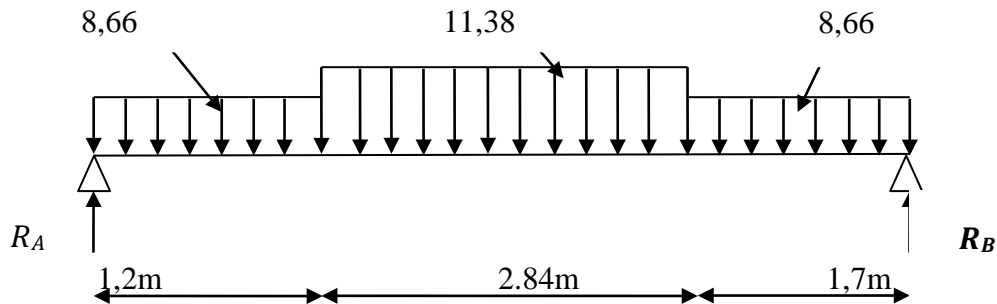
L_c : longueur d'ancrage.

Calcul a L'ELS :

Palier : $q_s=6,16+2,5 \times 1 \text{ ml}=8,66 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s=8,88+2,5 \times 1 \text{ ml}=11,38 \text{ KN/ml}$

Calcul des efforts internes



Réactions d'appuis :

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F/y = 0$$

$$\sum F/y = R_A - q_1 l_1 - q_2 l_2 - q_3 l_3 + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 57,44$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = R_B (l_1 + l_2 + l_3) - q_1 \frac{l_1^2}{2} - q_2 l_2 (l_1 + \frac{l_2}{2}) - q_3 l_3 (l_1 + l_2 + \frac{l_3}{2})$$

$$R_B = 29,09 \text{ kn}$$

$$R_A = 28,35 \text{ kn}$$

Effort tranchant

1 er tronçon $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$

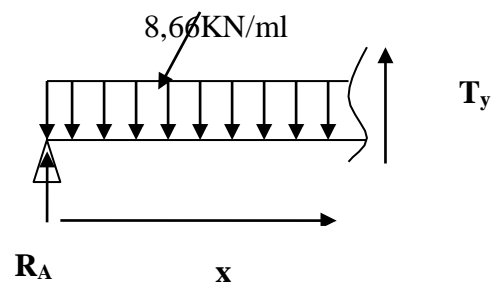
$$\sum F/y' = 0$$

$$T_y = q_1 x - R_A$$

$$T_y = 8,66x - 28,35$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = -28,35 \text{ KN}$$

$$X=1,2 \rightarrow T(1,2) = -17,95 \text{ KN}$$



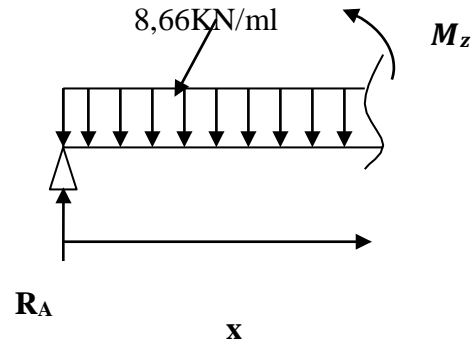
Moment fléchissant :

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1,2\text{m}$

$$\sum M = 0 ; M_z = -8,66 \frac{x^2}{2} + 28,35x$$

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

$$X=1\text{m} \rightarrow M(1,2\text{m}) = 27,80 \text{ kN.m}$$



Effort tranchant

2^{ème} tronçon $1,2 \leq x \leq 4,04\text{m}$

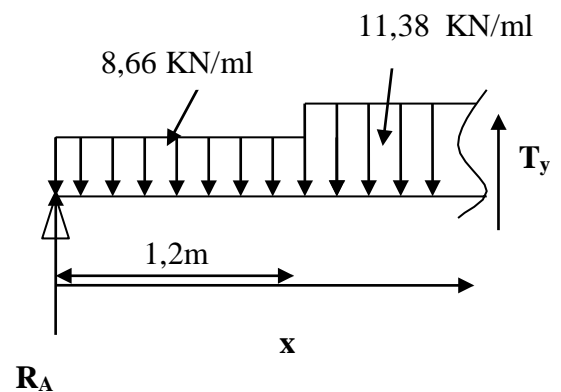
$$T_y = q_2(x - l_1) + q_1 l_1 - R_A$$

$$T_y = 11,38(x - 1,2) + 8,66 \times 1,2 - 28,35$$

$$T_y = 11,38x - 31,6$$

$$X=0 \rightarrow T(1,2) = -17,95$$

$$X=1,2 \rightarrow T(4,04) = 14,38$$



Moment fléchissant

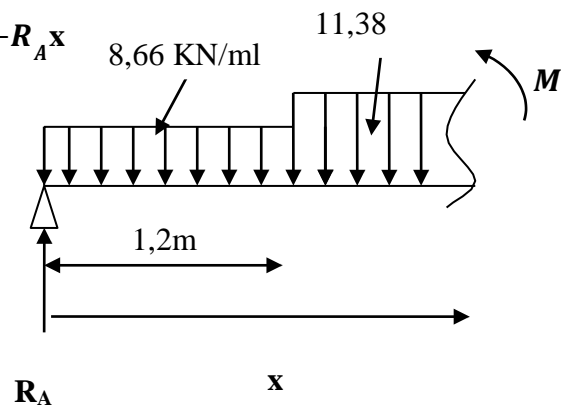
$$\sum M = M_z + q_2(x - l_1) \frac{(x - l_1)}{2} + q_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + (x - l_1) \right) - R_A x$$

$$M_z = -q_2 \frac{(x - l_1)^2}{2} - q_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + (x - l_1) \right) + R_A x$$

$$M_z = -5,69 x^2 + 31,60x - 1,96$$

$$X=1,2 \rightarrow M(1,2) = 27,76 \text{KN.m}$$

$$X=4,04\text{m} \rightarrow M(4,04) = 32,85 \text{KN.m}$$



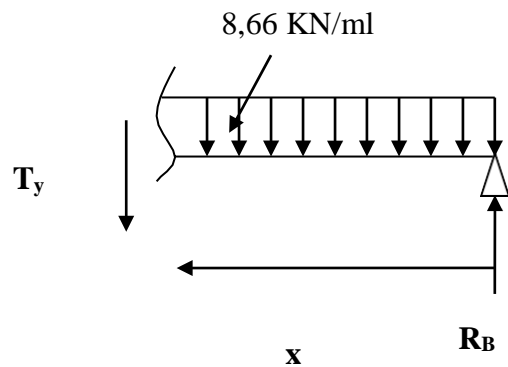
Effort tranchant

3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,7\text{m}$

$$\sum F = 0 ; T_y = -8,66x + 29,09$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = 29,09 \text{ KN}$$

$$X=1,7 \rightarrow T(1,7) = 14,35 \text{ KN}$$



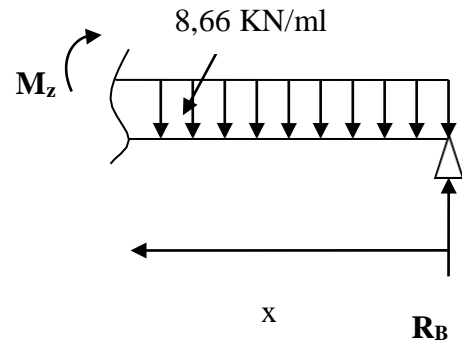
Moment fléchissant

3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,7\text{m}$

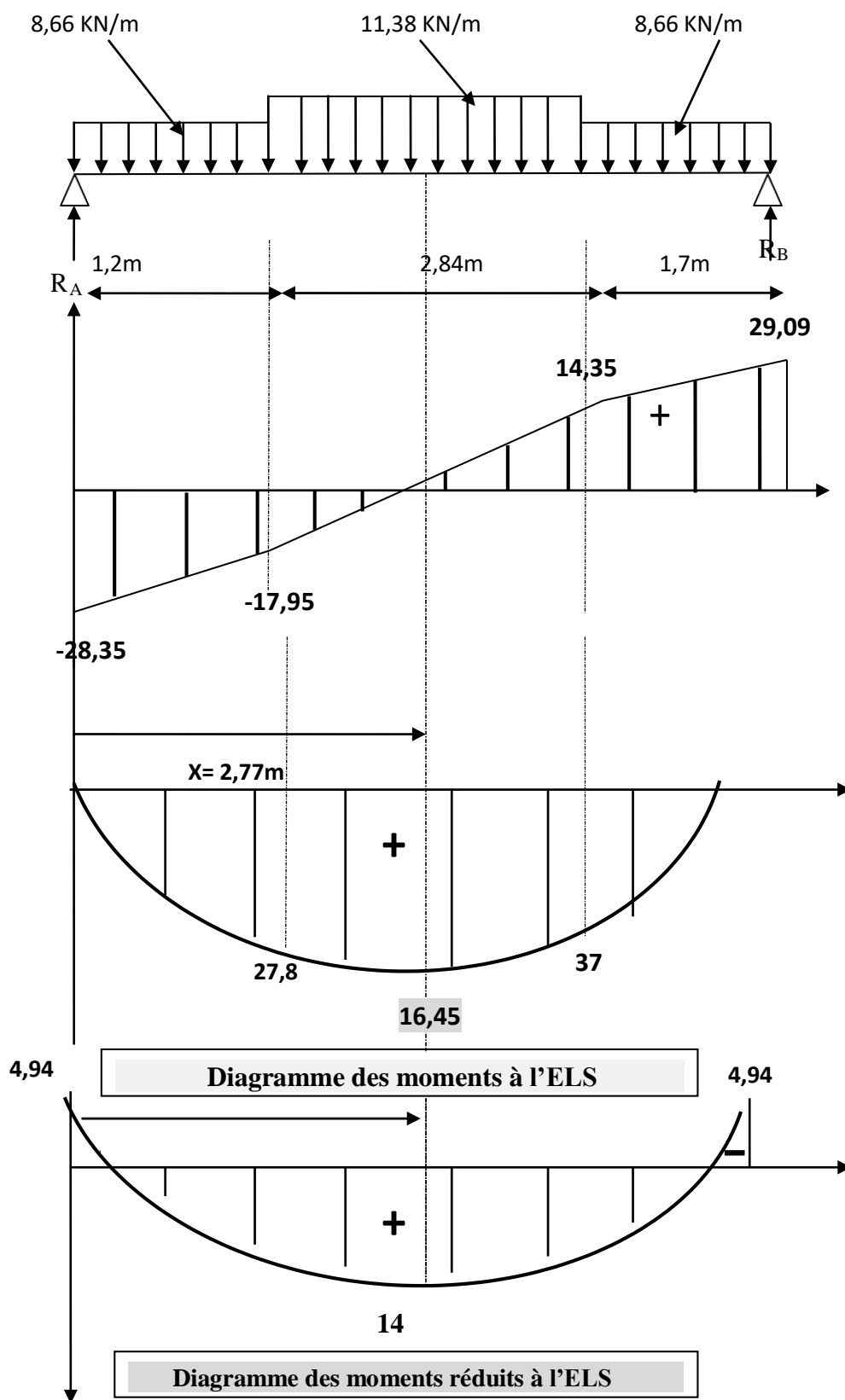
$$\sum M = 0 ; M_z = -8,66 \frac{x^2}{2} + 29,09x$$

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

$$X=1,7\text{m} \rightarrow M(1,7) = 37 \text{ KN.m}$$



$$M_{\max} = 16.45 \text{ KN.m} \quad / \quad X = 2.77 \text{ m}$$



Etat limite de la résistance de béton à la compression

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Aux appuis :Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} : \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,33$$

$$\rho = 0,33 \rightarrow \beta_1 = 0.910 \rightarrow K_1 = 40,56 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.024$$

$$\sigma_{st} = \frac{(4.94) \times 10^3}{0.910 \times 17 \times 5,65} = 56,52 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.024 \times 56,52 = 1,35 \text{MPa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travéesCalcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} : \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 17} = 0.302$$

$$\rho = 0.302 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 42.88 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.023$$

$$\sigma_{st} = \frac{(13.98) \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 299.70 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.023 \times 299.70 = 6.89 \text{MPa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications a L'ELS :

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \quad ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : moment maximum isostatique

b : largeur de la section

d : la hauteur utile

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{574} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Le calcul de la flèche est nécessaire

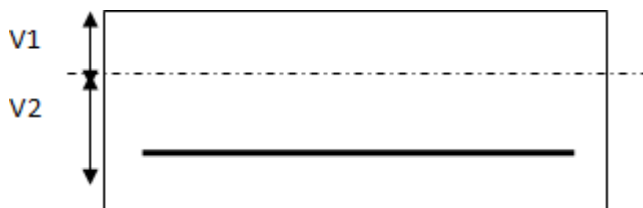
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v \times I}$$

L=574cm (portée libre)

f : La flèche admissible

E_v : module de déformation déferé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie totale de la section homogène



$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15A \left(\frac{V_1 - V_2}{2} \right)^2$$

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

S_{xx'} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17 = 21440,75 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21440,75}{2084,75} = 10,28 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,28 = 9,72 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène est :

$$I = \frac{100}{3} (10,28^3 + 9,72^3) + 15 \times 5.65 (9,72 - 3)^2$$

$$I = 32551,64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{15,73 \times 5740^4}{10818,87 \times 32551,64 \times 10^4} = 6,91 \text{ mm}$$

$$f = 0,69 \text{ cm} < f = \frac{574}{500} = 1,14 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

III.6 Poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, encastrée à ces deux extrémités, elle est destinée à supporter son poids propre le poids du mur et la réaction du palier.

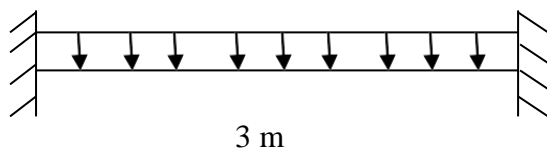


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre palière

Pré dimensionnement :

➤ La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

h : Hauteur de la poutre.

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{max} = 3,0 \text{ m} \quad \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad \rightarrow \quad 20 \leq ht \leq 30$$

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

➤ La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht \text{ où } 14 \leq b \leq 24,5$$

Soit $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1 du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.

- $ht \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.

- $ht / b \leq 4$ $35/30 = 1,16 \leq 4$ la condition est Vérifiée

- Évaluation des charges

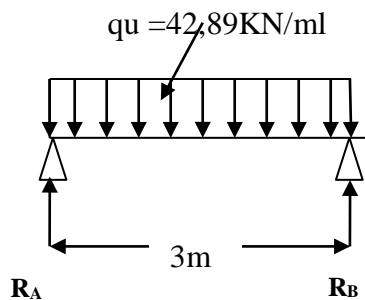
- Poids propre de la poutre $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ kN/ml}$

- Réaction du palier et la paillasse sur la poutre : $R_u^b = 39,36 \text{ KN}$; $R_s^b = 29,09 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35 G + R_B = 1.35 \times 2,62 + 39,36 = 42,89 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + R_B = 2,62 + 29,09 = 31,71 \text{ kN/ml}$$

Étude de la poutre à l'ELU :



-Détermination des efforts internes

❖ **Moment fléchissant**

$$\text{ELU: } M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{42,89 \times 3,0^2}{8} = 48,25 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement aux appuis :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,3 \times 48,25 = 14,47 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 48,25 = 41,01 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS: } M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{31,71 \times 3,0^2}{8} = 35,67 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement aux appuis :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,3 \times 35,67 = 10,70 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 35,67 = 30,31 \text{ kN.m}$$

❖ **Effort tranchant:**

$$\text{ELU: } T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{42,89 \times 3,0}{2} = 64,34 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{31,71 \times 3,0}{2} = 47,56 \text{ kN}$$

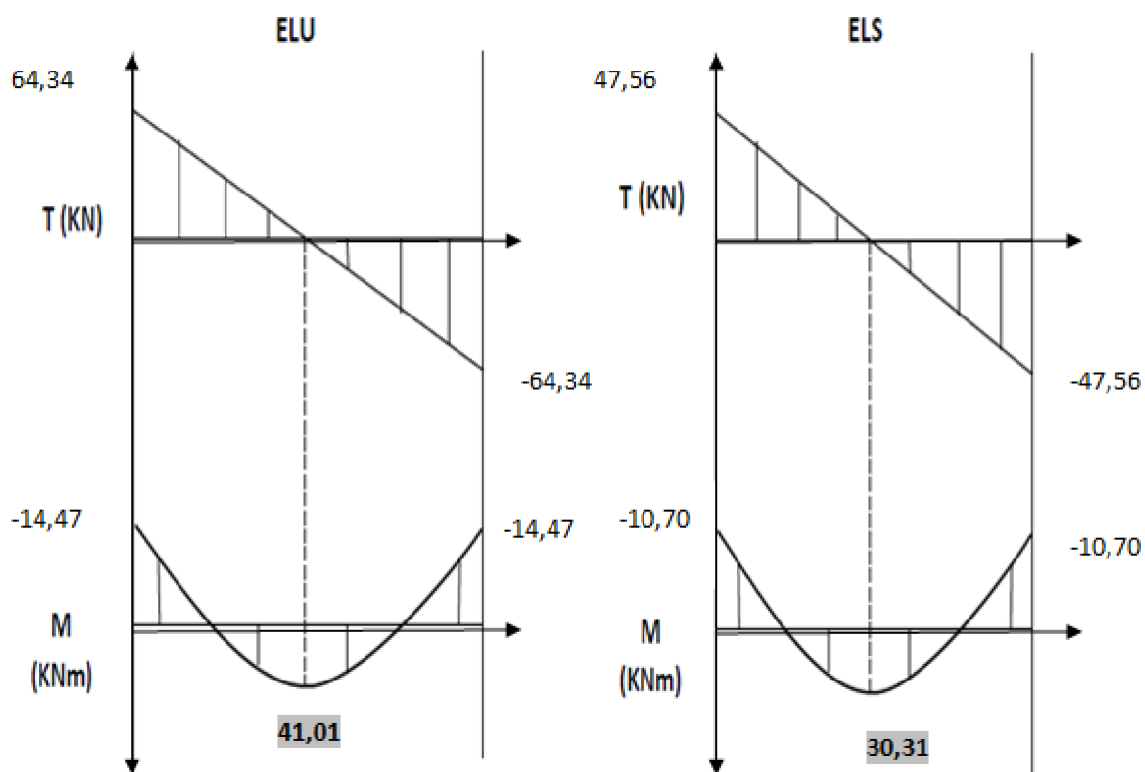


Diagramme des efforts internes de la poutre palière

Ferraillage à l'ELU :

➤ **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,47 \times 10^3}{30 \times (27^2) \times 14,2} = 0,046 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,046 \quad ; \quad \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,47 \times 10^3}{0,976 \times 27 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm²**

➤ **En travée : Mt = 41,01kN.m**

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41,01 \times 10^3}{30 \times (27^2) \times 14,2} = 0,132 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,132 \quad : \quad \beta = 0,929$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X_d \times \sigma_{st}} = \frac{41,01 \times 10^3}{0,929 \times 27 \times 348} = 4,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA12 = 5,65 cm²**

Vérifications à L'ELU :

b) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

$$A_{s_{min}} \geq A_s = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

a) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$r_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{r}_u$$

$$r_u = \frac{64,34 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$r_u \leq \bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{1,5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$r_u = 0,80 \text{ MPa} \leq \bar{r}_u = 3,33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

a) Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

(BEAL91/Art a.5.1,313)

On doit vérifier :

$$V_u \leq \bar{V} = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$\bar{V} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,27 \times 0,30}{1,5} = 486 \text{ KN}$$

$V_u = 64,34 \text{ KN} \leq \bar{V} = 486 \text{ KN} \rightarrow$ **condition vérifiée**

Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$r_{se} \leq \bar{r}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

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

$$\Psi_s: \text{coefficient de scellment}$$

$$; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\bar{r}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$r_{se} = \frac{V_{\text{umax}}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

- **En travée :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 12 = 188.49 \text{ mm}$$

$$r_{se} = \frac{64,34 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 188.49} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$r_{se} = 1,40 \text{ MPa} \leq \bar{r}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

- **En appuis :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times \pi \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$r_{se} = \frac{64,34 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113,04} = 2,34 \text{ MPa}$$

$$r_{se} = 2,34 \text{ MPa} \leq \bar{r}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

a) Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4r_{su}} r_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; \Phi = 12 \text{ mm}$$

$$r_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4r_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm}$$

b) La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$L_c = 0.4l_s = 17 \text{ cm}$$

Avec :

ls : longueur de scellement droit.

Lc : longueur d'ancrage.

- Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{\max} \right\}$$

Φ_{\max} : diamètre maximal des armatures longitudinales

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \{ 10 ; 30 ; 12 \}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1 cadre + 1 étrier de HA8.

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres :** [Article 7.5.2.2 RPA 99]

a) En zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \right\} \leq \min \{ 8,75 ; 14,4 ; 30 \} \longrightarrow St = 8 \text{ cm}$$

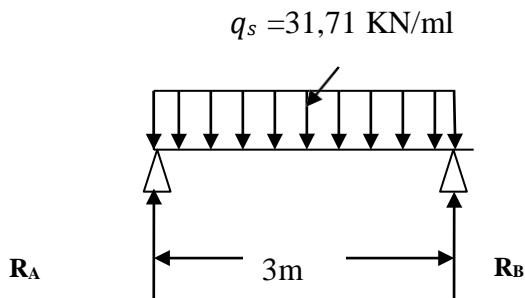
b) En zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t_{\min}} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul à L'ELS :



$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{31,71 \times 3,0}{2} = 47,56 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{31,71 \times 3,0^2}{8} = 35,67 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement aux appuis :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,3 \times 35,67 = 10,70 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 35,67 = 30,31 \text{ kN}$$

Vérifications a L'ELS :

Etat limite de la résistance de béton à la compression

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 27} = 0,41$$

$$\rho = 0,418 \rightarrow \beta_1 = 0,901 \rightarrow K_1 = 35,50 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,028$$

$$\sigma_{st} = \frac{(10,70) \times 10^3}{0,901 \times 27 \times 3,39} = 129,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 3,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Modélisation

Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.7.4

Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi: •La modélisation de tous types de bâtiments.

La prise en compte des propriétés des matériaux.

L'analyse des effets dynamique et statique.

La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel : (terminologie):

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads: charge

UniformedLoads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

Les étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1/Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- 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/Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1/Introduction de la géométrie de l'ouvrage :

- **Choix des unités :**

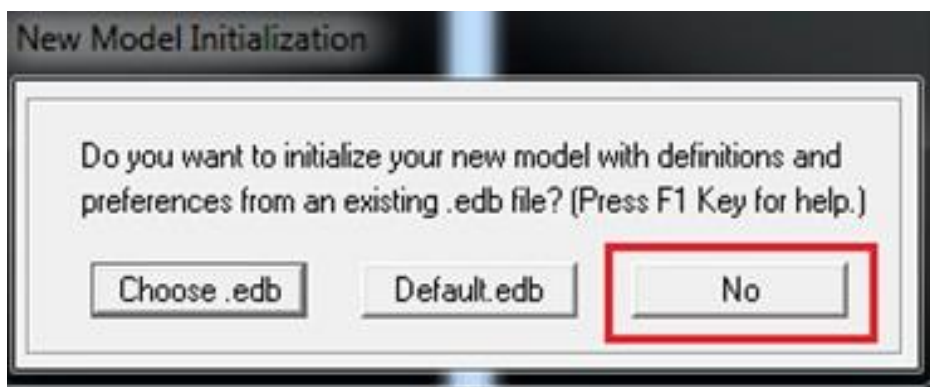
C'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne KN.m



Géométrie de base :

On clique sur :

File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA



Cette opération permet d'introduire :

Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.

Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.

Les hauteurs de différents étages.

Les longueurs de travées.

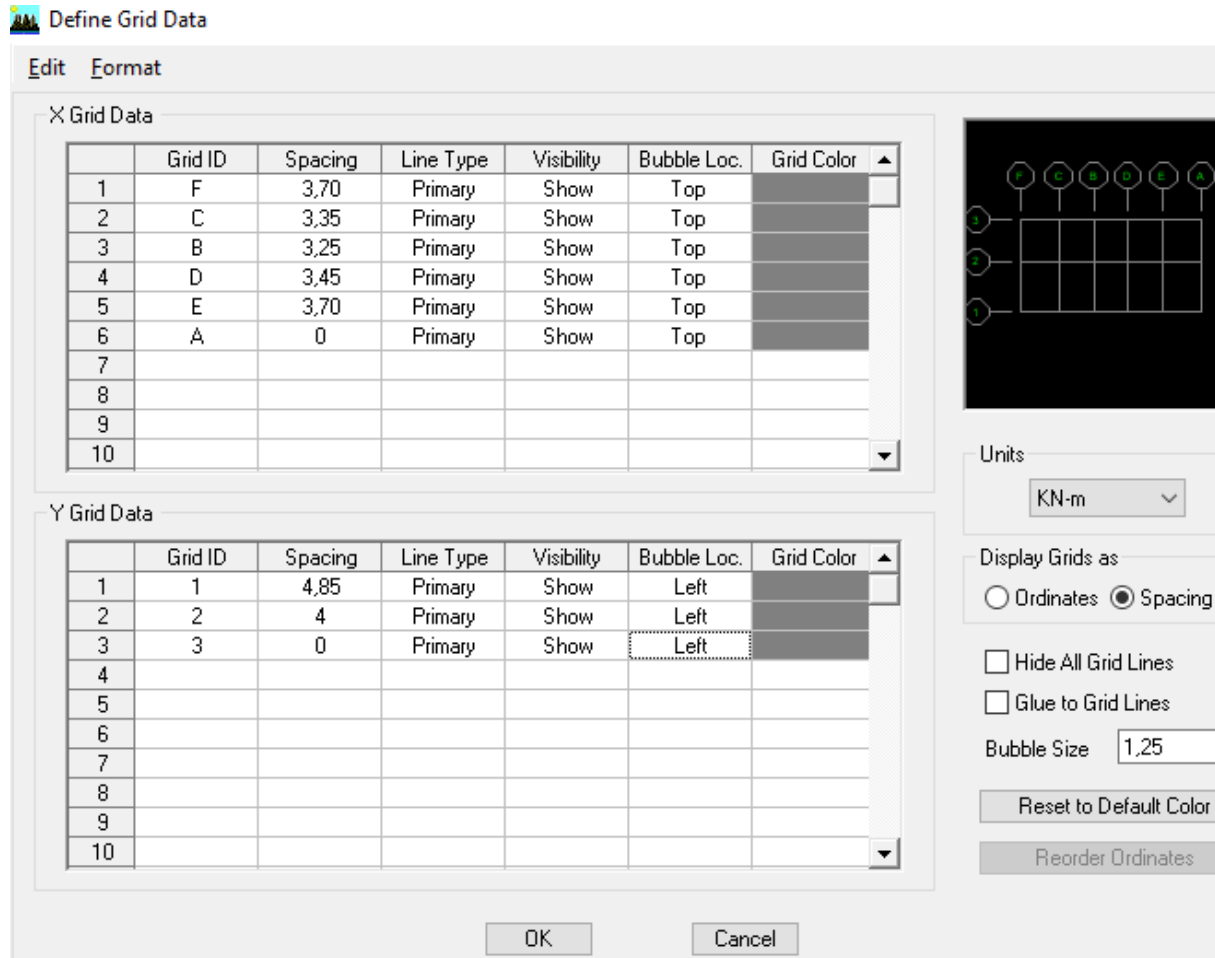
Building Plan Grid System and Story Data Definition

The dialog box is titled "Building Plan Grid System and Story Data Definition". It is divided into several sections:

- Grid Dimensions (Plan):** Contains radio buttons for "Uniform Grid Spacing" (selected) and "Custom Grid Spacing". Under "Uniform Grid Spacing", there are four input fields: "Number Lines in X Direction" (5), "Number Lines in Y Direction" (4), "Spacing in X Direction" (6), and "Spacing in Y Direction" (6). Below these are two buttons: "Grid Labels..." and "Edit Grid...".
- Story Dimensions:** Contains radio buttons for "Simple Story Data" (selected) and "Custom Story Data". Under "Simple Story Data", there are three input fields: "Number of Stories" (7), "Typical Story Height" (3,06), and "Bottom Story Height" (3,06). A button "Edit Story Data..." is located to the right of the "Custom Story Data" option.
- Units:** A dropdown menu showing "KN-m".
- Add Structural Objects:** A row of seven icons representing different structural types: "Steel Deck", "Staggered Truss", "Flat Slab", "Flat Slab with Perimeter Beams", "Waffle Slab", "Two Way or Ribbed Slab", and "Grid Only".

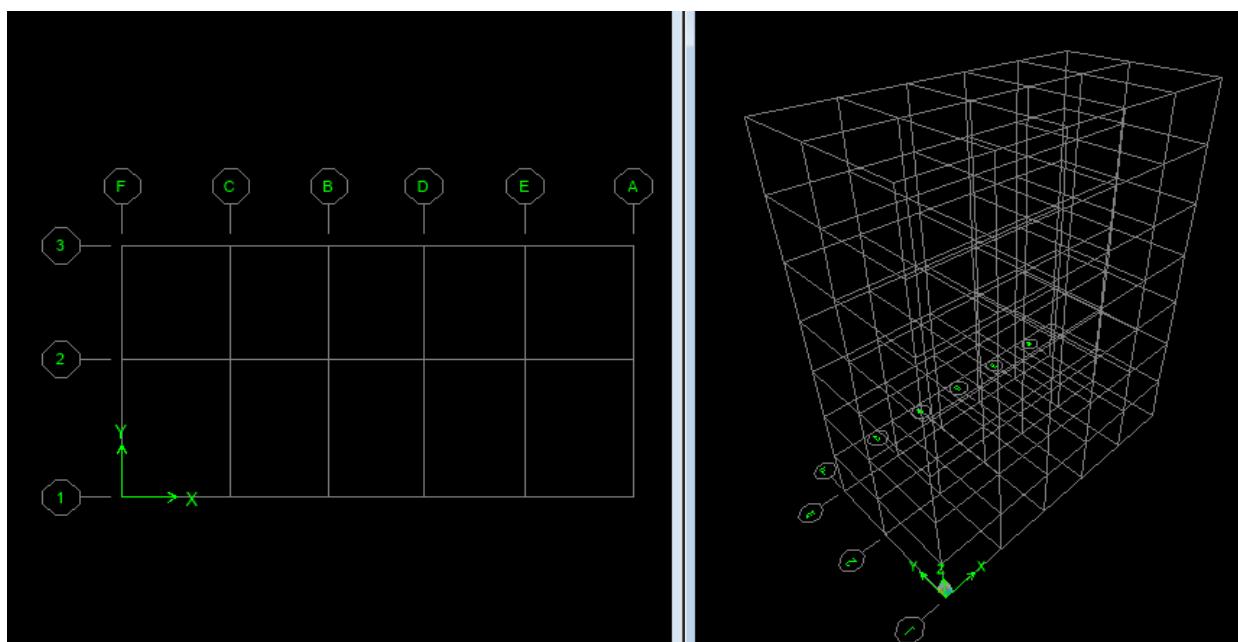
At the bottom of the dialog are two buttons: "OK" and "Cancel".

FigIV.1-Géométrie de base.



FigIV.2-Les lignes de Construction

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



2/Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material



Dans la boîte dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

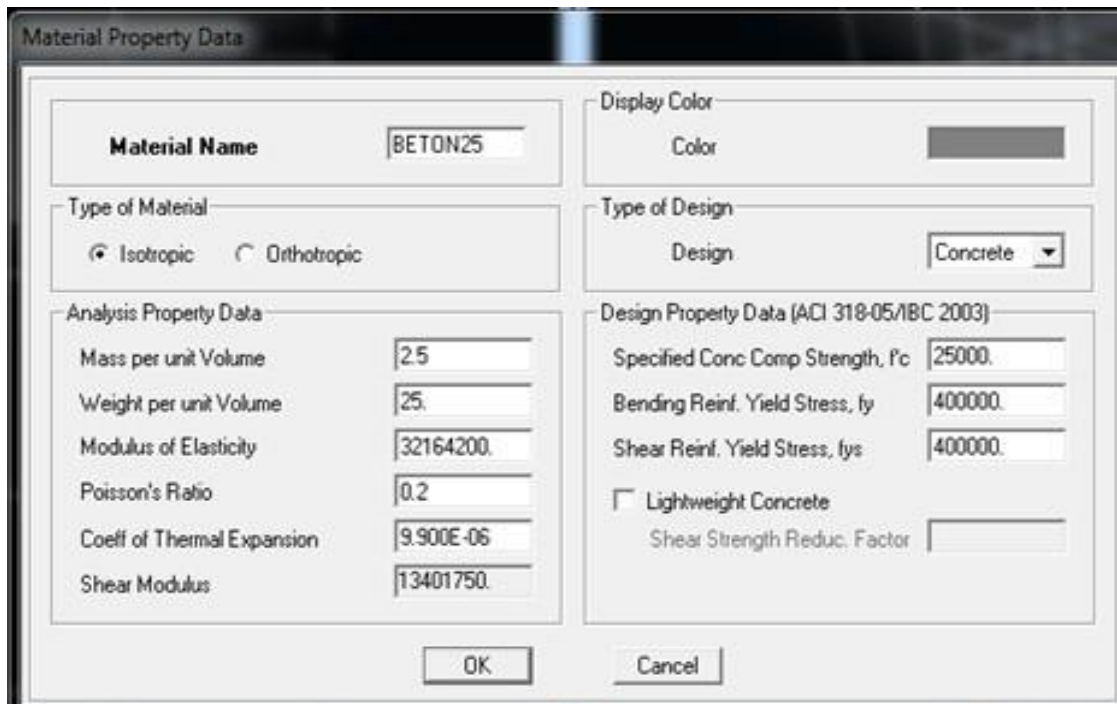


Fig IV.3-Introduction des propriétés mécaniques du béton.

3/Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poteaux (POT) puis les poutres principale (PP) et les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define⇒ Frame Sections ⇒ADD Rectangular

Rectangular Section

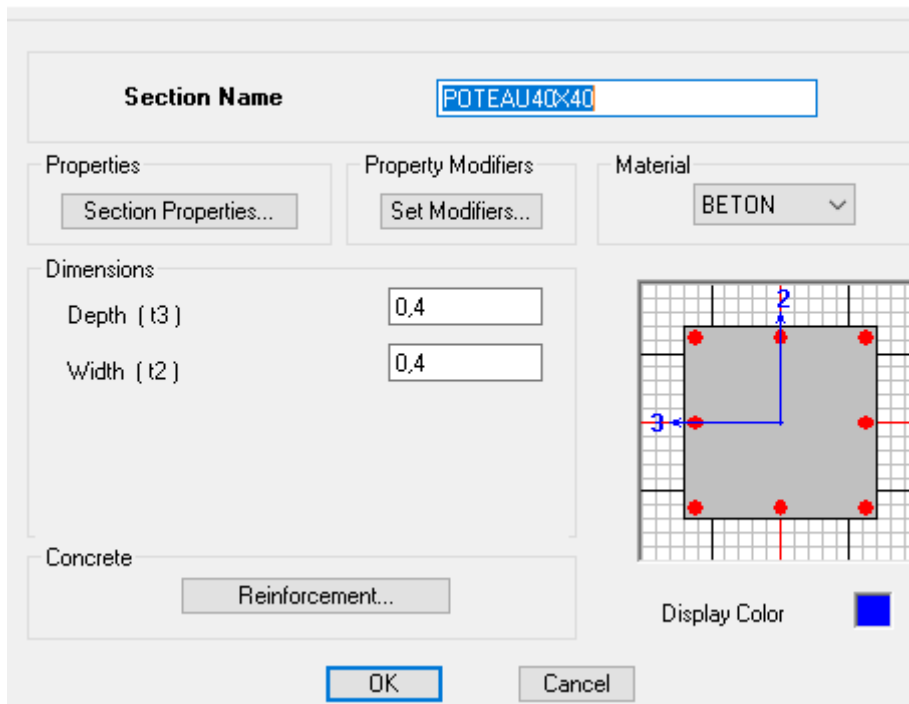
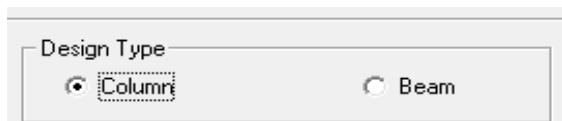


Fig IV.4-Dimensionnement des éléments

RDC /ET1/ET2	}	poteaux 40x40
ET3/ ET4		poteaux 35x35
ET5/ET6		poteaux 30x30

On clique sur Reinforcement puis sur



Remarque :

On procède de la même manière pour les poutres principales et secondaires. Sauf qu'au lieu de cocher sur column en coche sur beam

Rectangular Section

Section Name PP30x40

Properties: Section Properties...
Property Modifiers: Set Modifiers...
Material: BETON

Dimensions:
Depth (t3): 0,4
Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement...

Display Color: ■

OK Cancel

Rectangular Section

Section Name PS30x30

Properties: Section Properties...
Property Modifiers: Set Modifiers...
Material: BETON

Dimensions:
Depth (t3): 0,3
Width (t2): 0,3

Concrete: Reinforcement...

Display Color: ■

OK Cancel

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile, planché, palier,...)

On choisit le menu :

Definewall/slab/decksectionAdd new Wall pour le dimensionnement du voile

Definewall/slab/deck section Add new deckpour le dimensionnement du plancher

Voiles :

Define⇒wall/slab/Deck section ⇒Add new wall

Wall/Slab Section

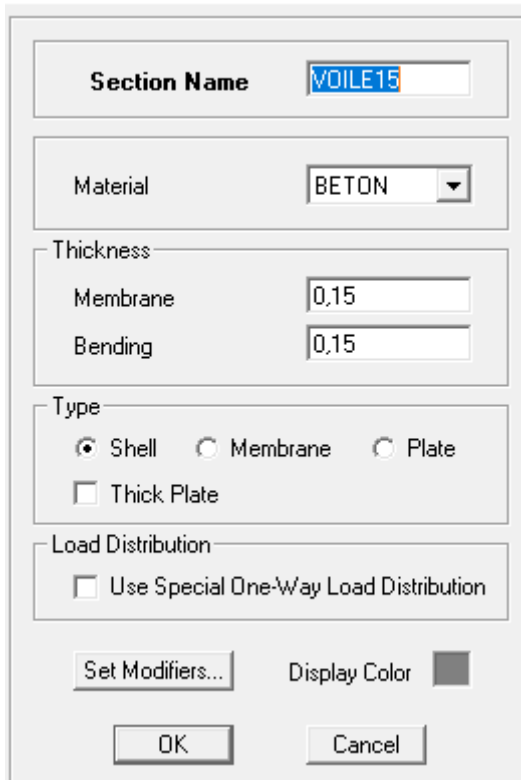


Fig IV.5-Dimensionnement des voiles

Dalle pleine :

Define ⇒ wall/slab/Deck section ⇒Add new slab

Wall/Slab Section

The dialog box 'Wall/Slab Section' is shown with the following settings:

- Section Name:** DP15
- Material:** BETON
- Thickness:**
 - Membrane: 0,15
 - Bending: 0,15
- Type:**
 - Shell
 - Membrane
 - Plate
 - Thick Plate
- Load Distribution:**
 - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color , OK, Cancel

Fig IV.6-Dimensionnement de la dalle pleine.

Remarque :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

AssignJoint/point Restraints

The 'Assign Restraints' dialog box is shown with the following settings:

- Restraints in Global Directions:**
 - Translation X
 - Translation Y
 - Translation Z
 - Rotation about X
 - Rotation about Y
 - Rotation about Z
- Fast Restraints:**
 - Buttons for different support types: Fixed, Pinned, Roller, and Point.
- Buttons:** OK, Cancel

Toutes les étapes précédentes nous ferons aboutir à la structure suivante :

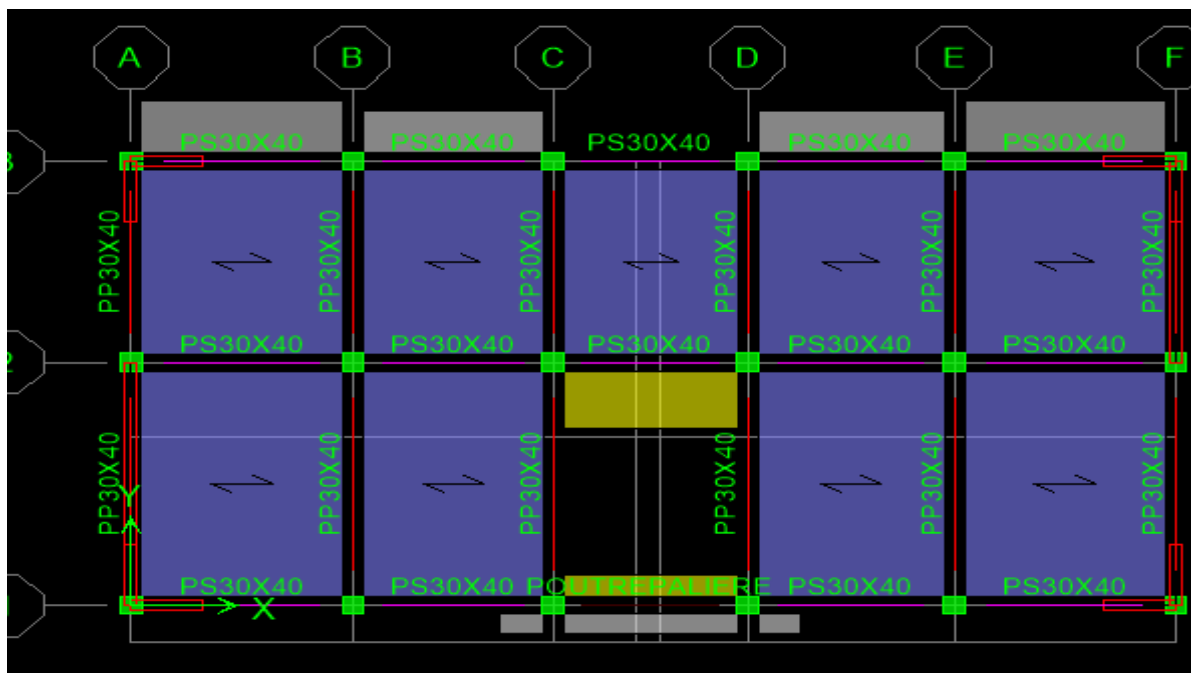


Fig IV.7 – Modèle de la structure en plan

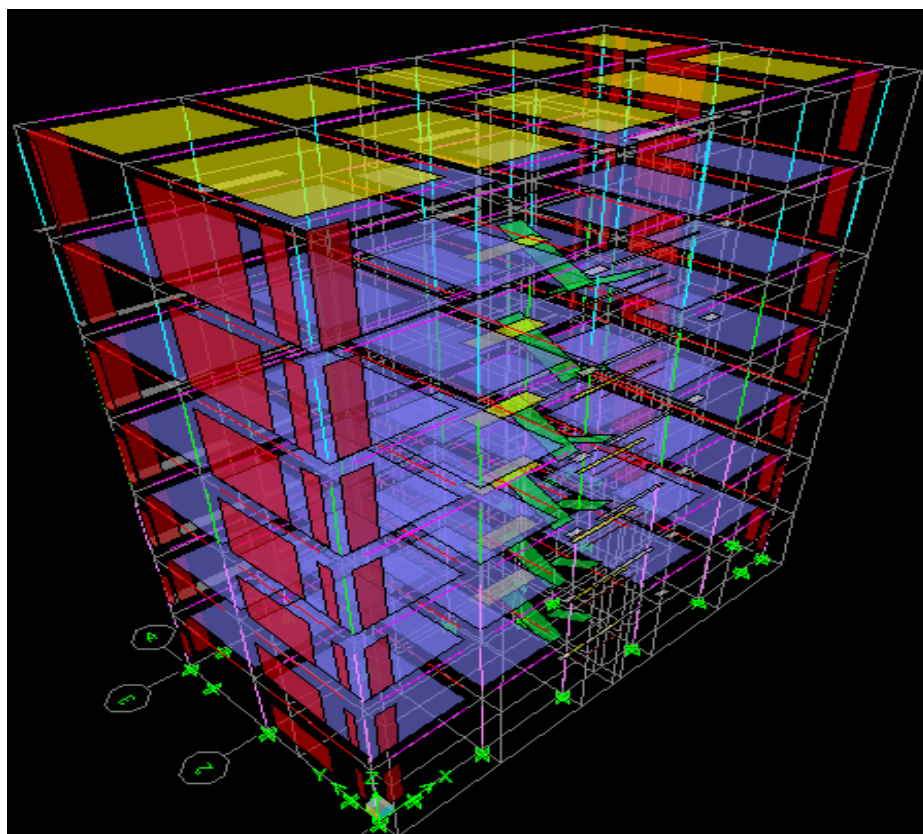


Fig IV.8 – Modèle de la structure en 3D

4/Définition des Charges statiques (GetQ):

La structure est soumise à

Des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :DefineStaticLoad Cases, Ou bien l'icône :

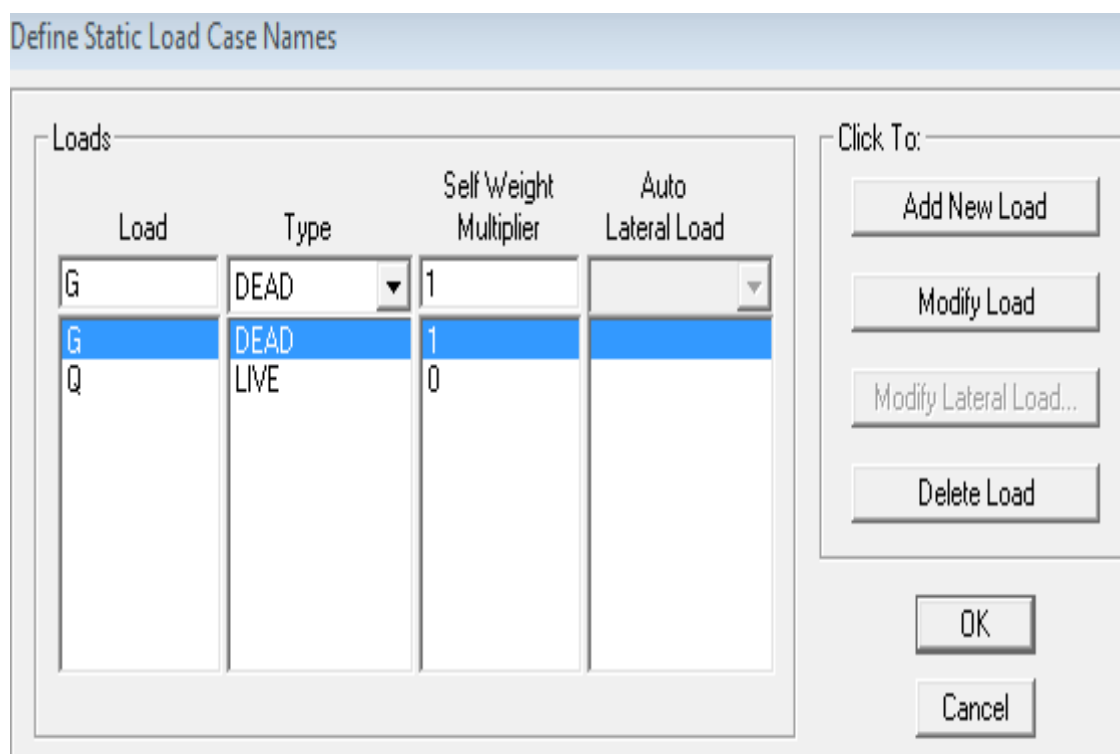


Fig IV.9-définition des charges G et Q

5/Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumise excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On ouvre le logiciel en cliquant sur



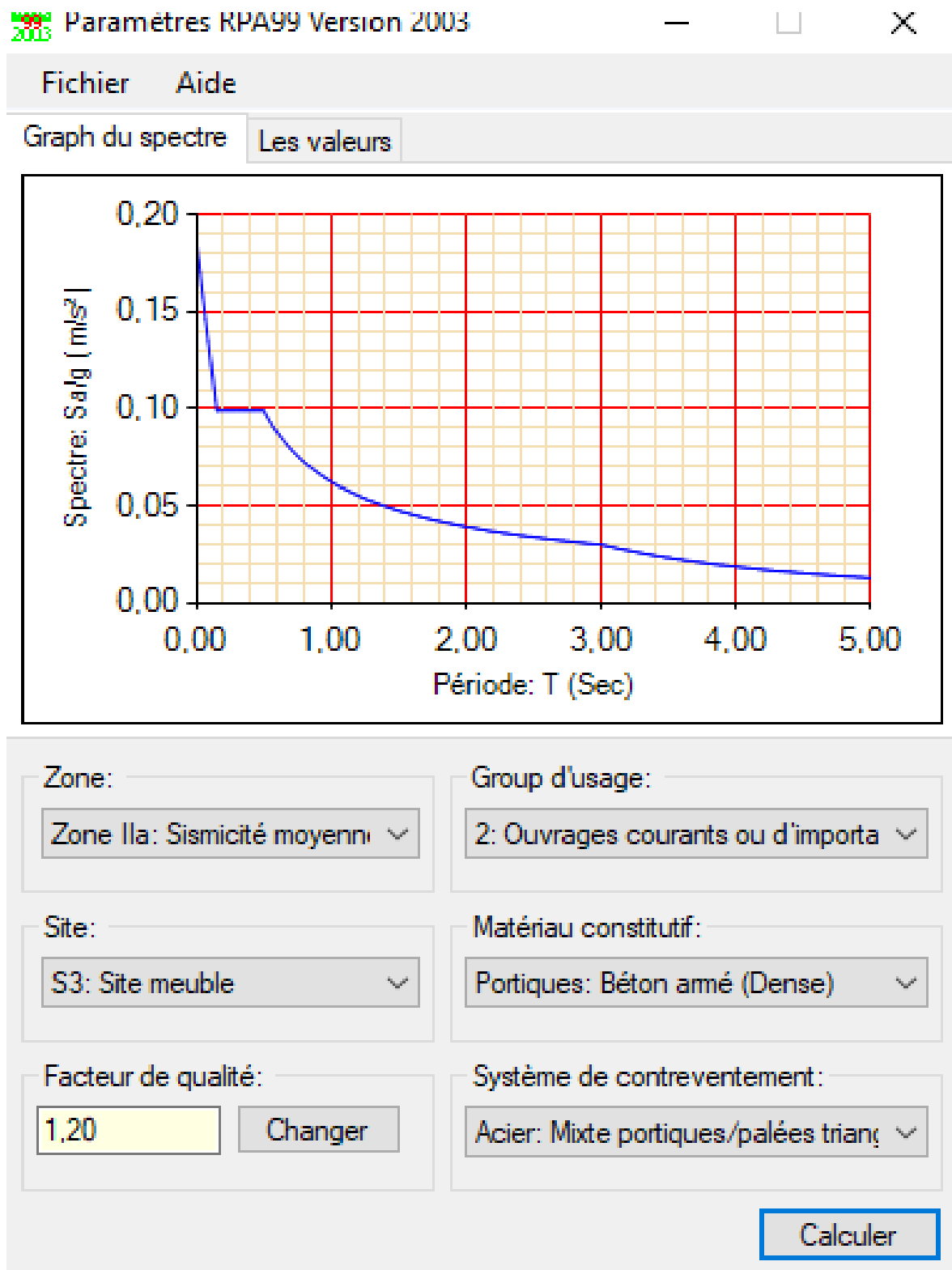


Fig IV.10-spectre de réponse.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
define⇒response spectrum ⇒function spectre from file.

Response Spectrum Function Definition

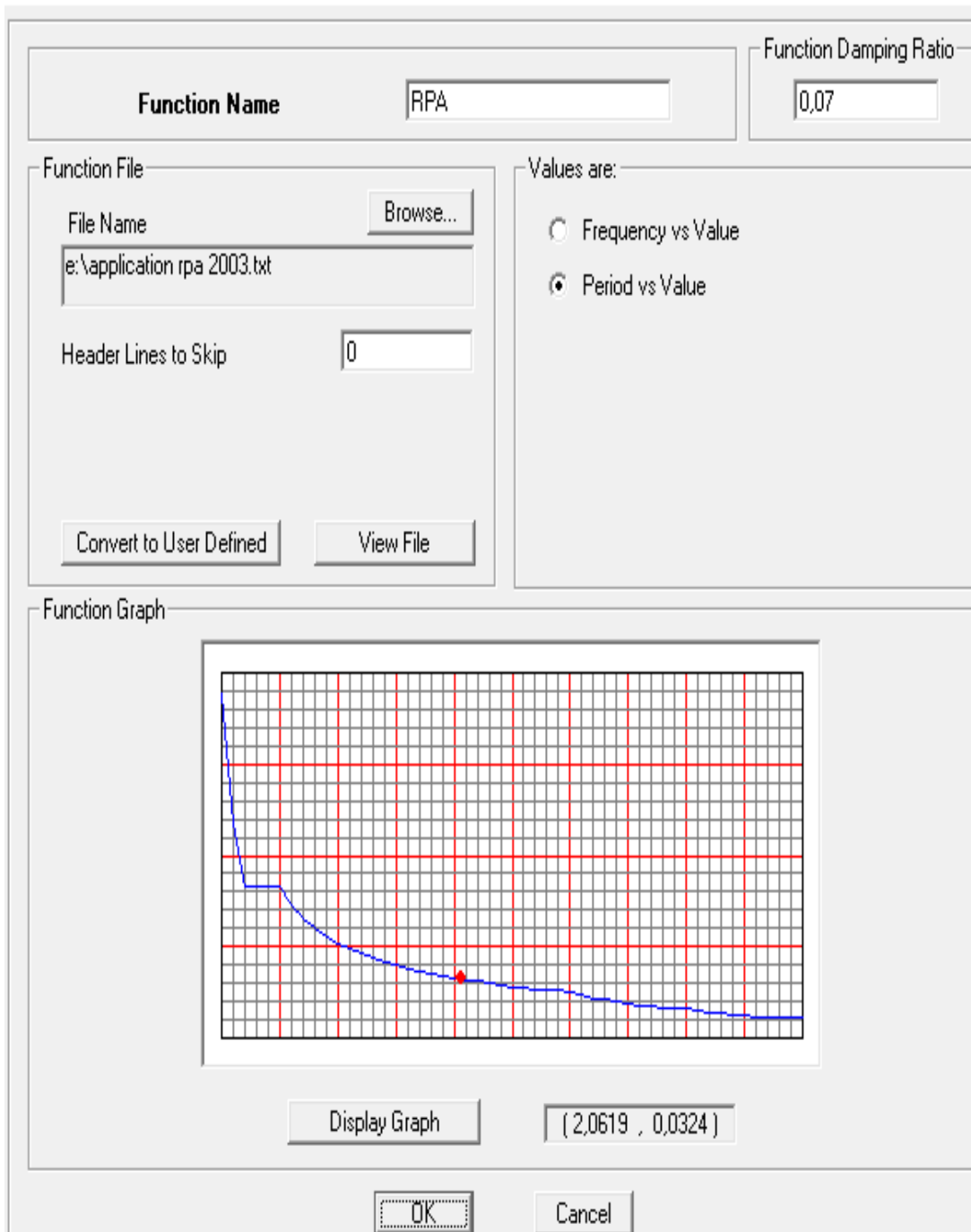


Fig IV.11-Introduction du spectre dans ETABS

6/Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define ⇒ Response Spectrum Cases ⇒ Add New Spectrum

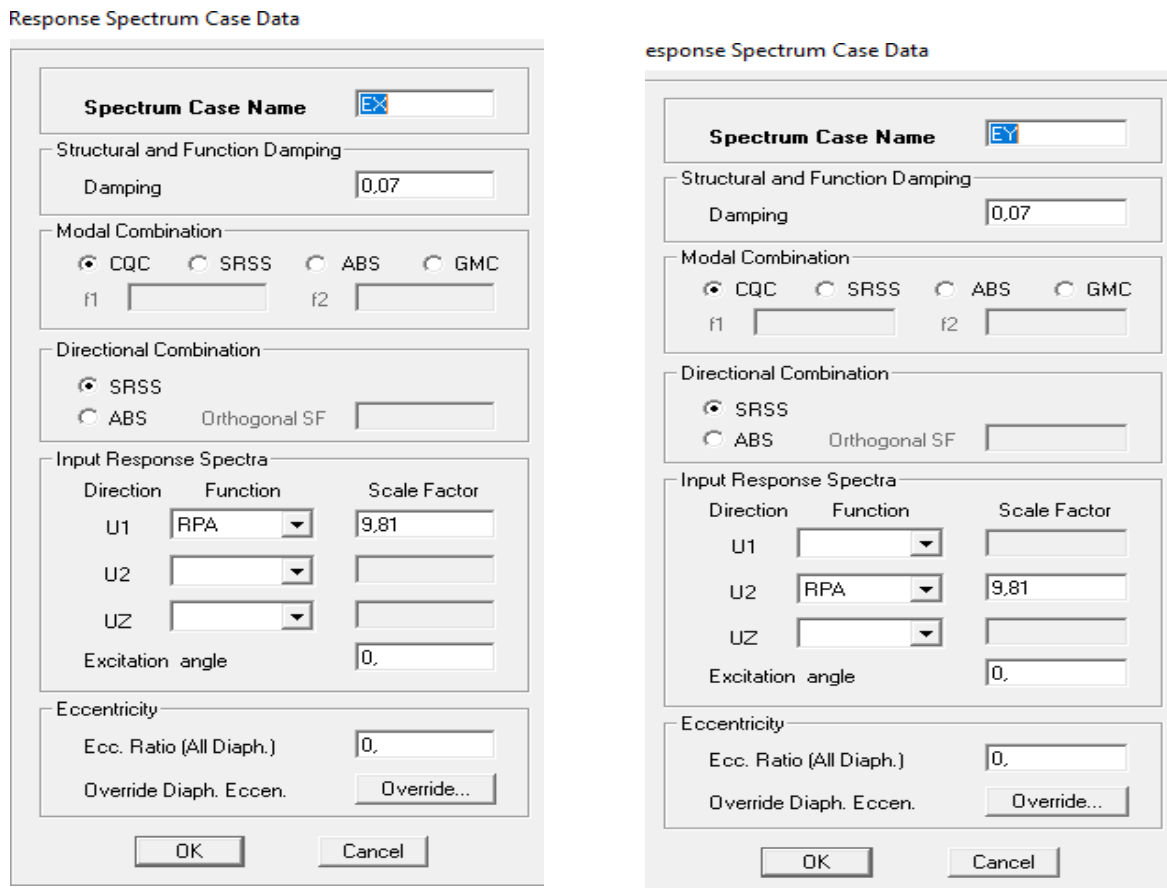


Fig IV .12-Définition du chargement EX et EY

7/Chargement des éléments :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur

AssignShell/Area loadsUniform →

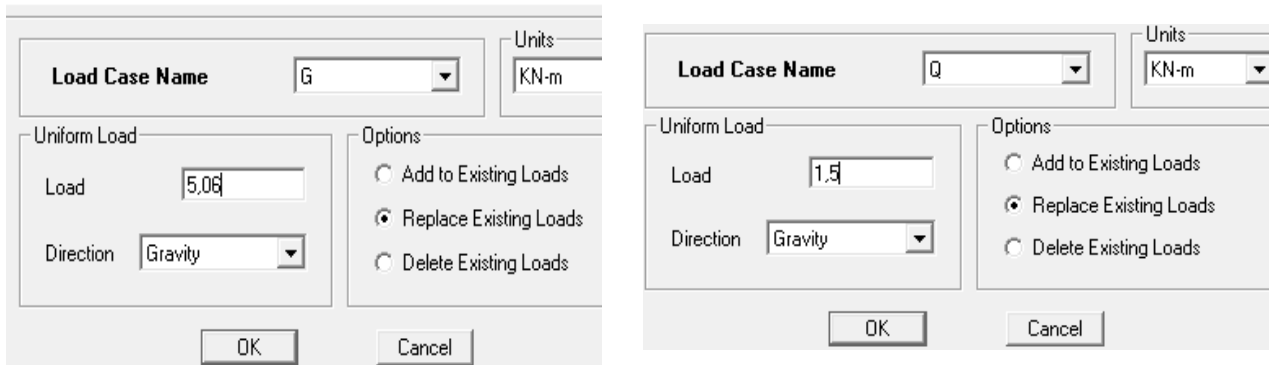


Fig IV.13-Introduction des charges.

- 8/ Introduction des combinaisons d’actions :

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right\}$$

Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\left. \begin{array}{l} \text{GQEy: } G+Q\pm E_y \\ 0,8GEx : 0,8G\pm E_x \\ 0,8GEy : 0,8G\pm E_y \end{array} \right\}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

DefineloadCombinationsAdd New Combo \Rightarrow

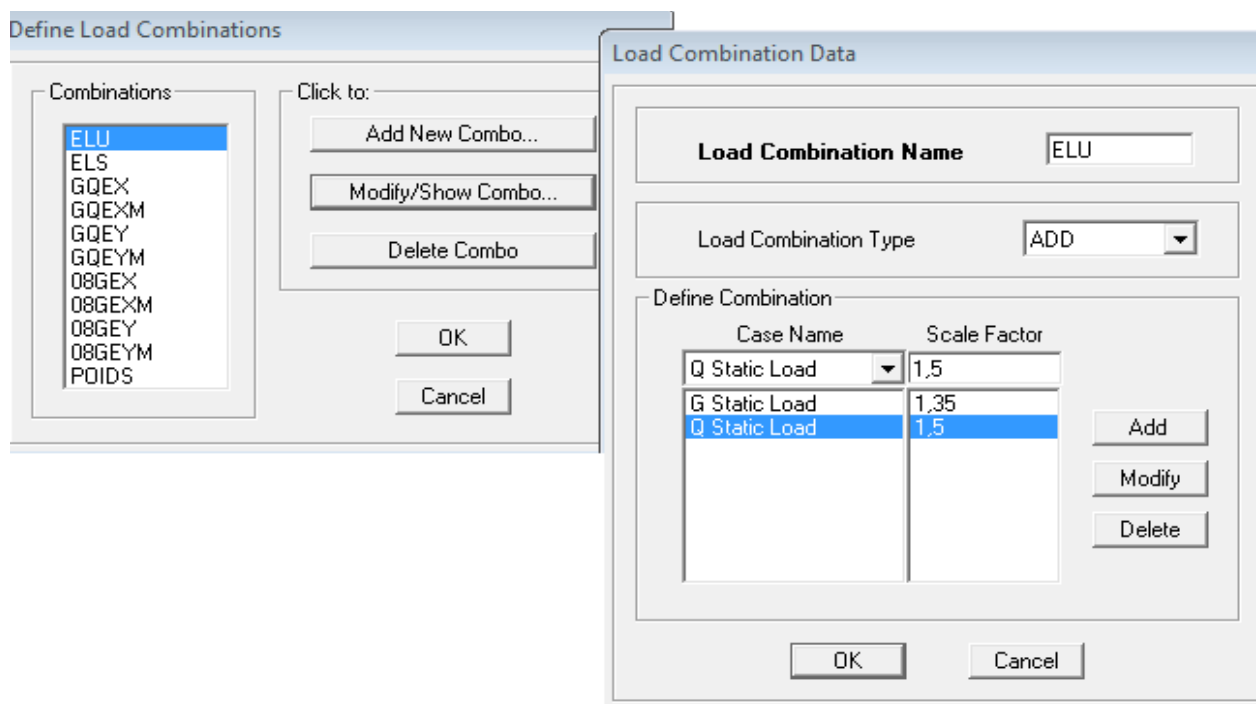


Fig IV.12-Introduction des combinaisons d’actions

-Mass-Source :

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass-Source. On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés). Introduire la masse sismique $G+0,2Q$ par :

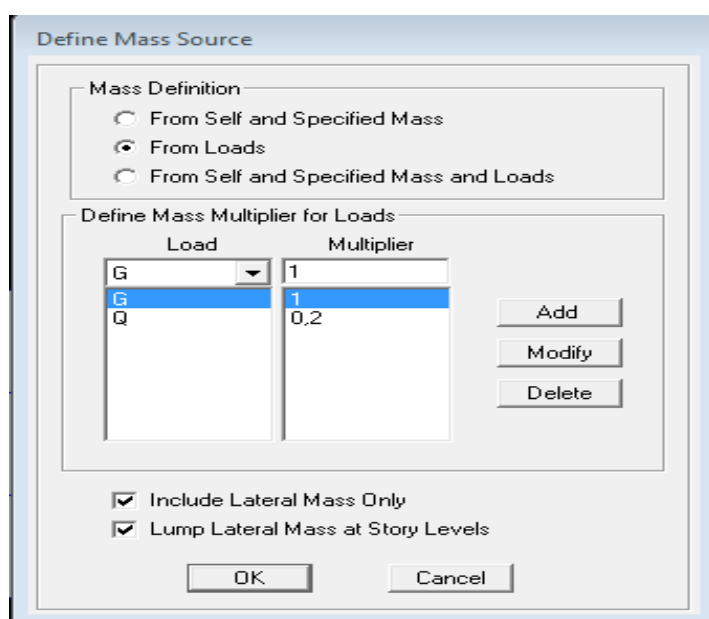


Fig IV.13-Introduction de la masse source

-Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur

AssignJoint/point \Rightarrow Diaphragme \Rightarrow Add New Diaphragm

On sélectionne le premier étage : Assign \Rightarrow Joint/Point \Rightarrow Diaphragmas \Rightarrow D1 \Rightarrow OK

Assign \Rightarrow Joint/Point \Rightarrow Diaphragms \Rightarrow AddNewDiaphragm \Rightarrow D2 \Rightarrow OK.

On suit la même procédure pour les autres étages

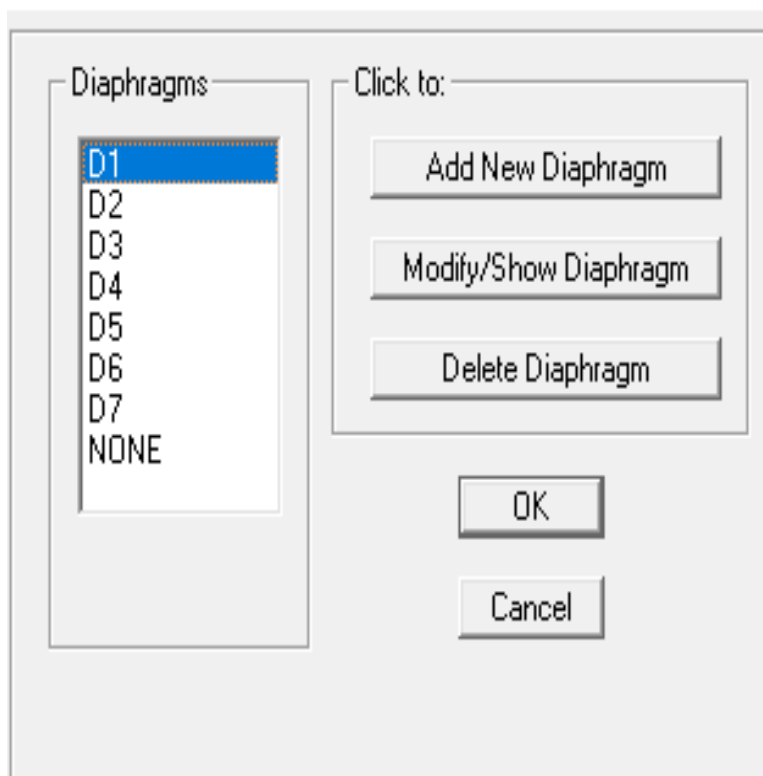
Define Diaphragm

Fig IV.14-Définition des diaphragmes

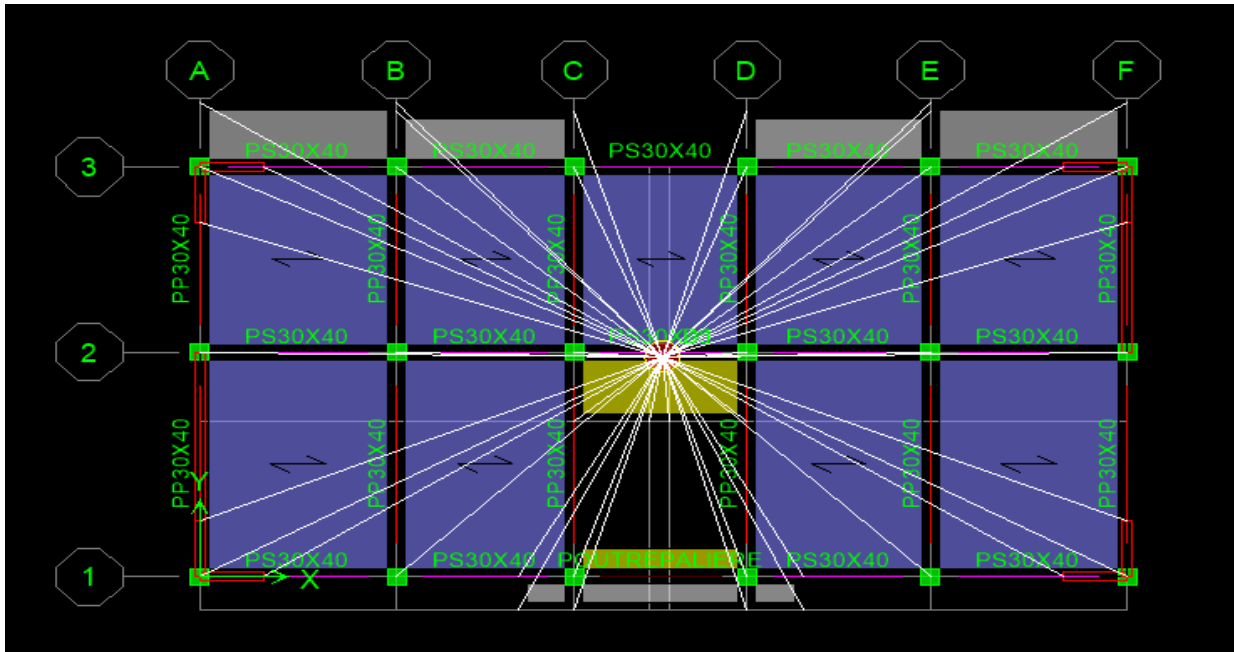
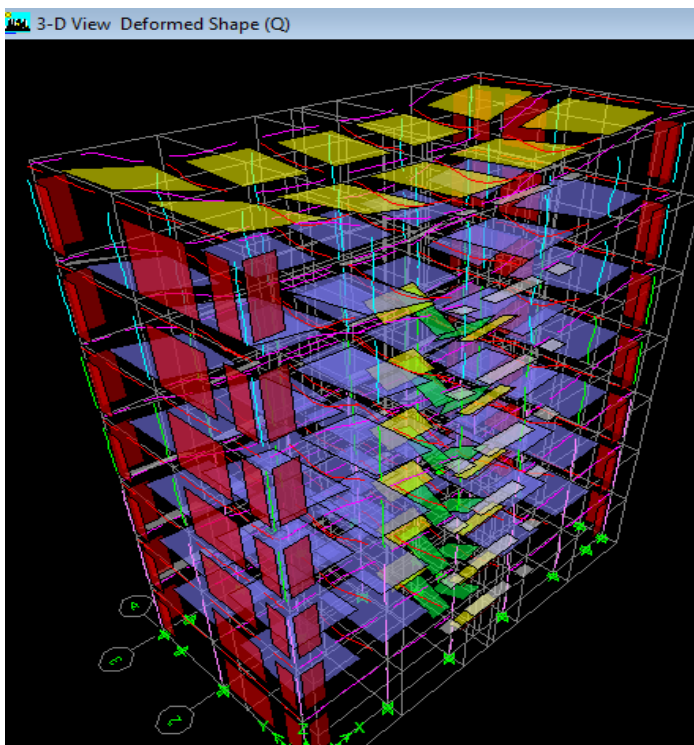


Fig IV.15 Vue en plan après l'assignement des diaphragmes

9/Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : Analyze⇒RunAnalysis

Ou bien on clique directement sur F5



Structure en 3d après déformation

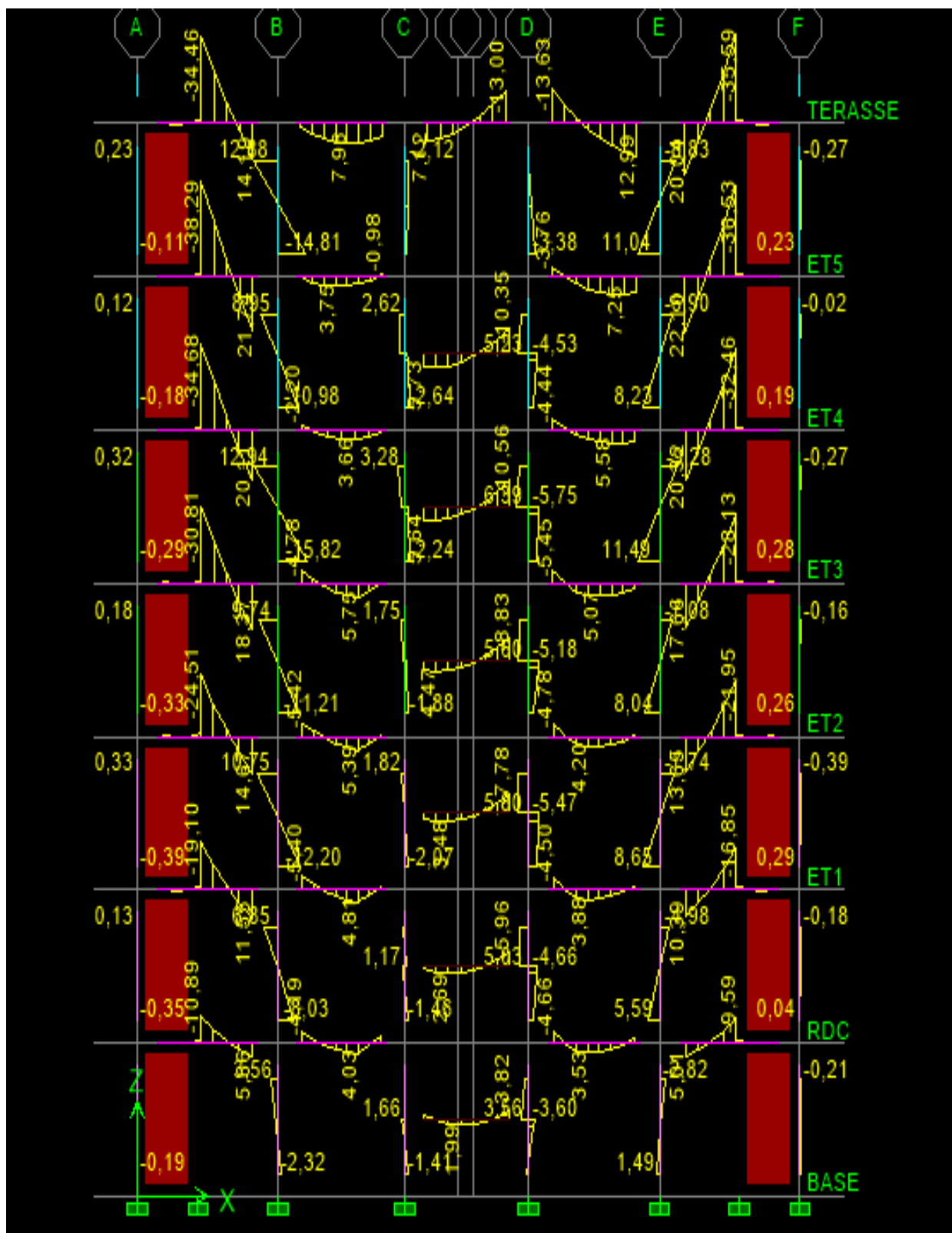


Fig IV.16 Diagrammes des moments sous G

Vérfications vis -à- vis du RPA

INTRODUCTION:

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, et peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien RPA prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période.
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale.
- ✓ Vérification de l'effet de Torsion d'axe
- ✓ Vérification des déplacements relatifs.
- ✓ Vérification du déplacement maximal de la structure.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.
- ✓ Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ).
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit.

Vérification de la période : (Article 4.2.4 RPA 99 / 2003)

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{ART 4.24 RPA 99 / version 2003}$$

C_T : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

h_N : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

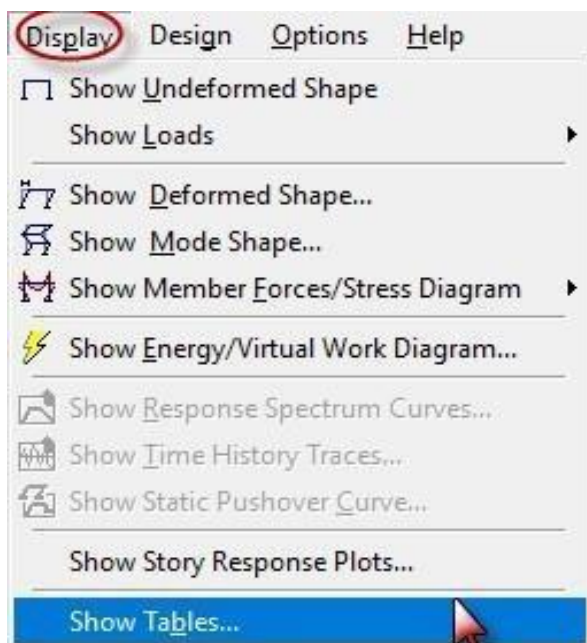
RPA99 version2003 (Tableau 4.6).

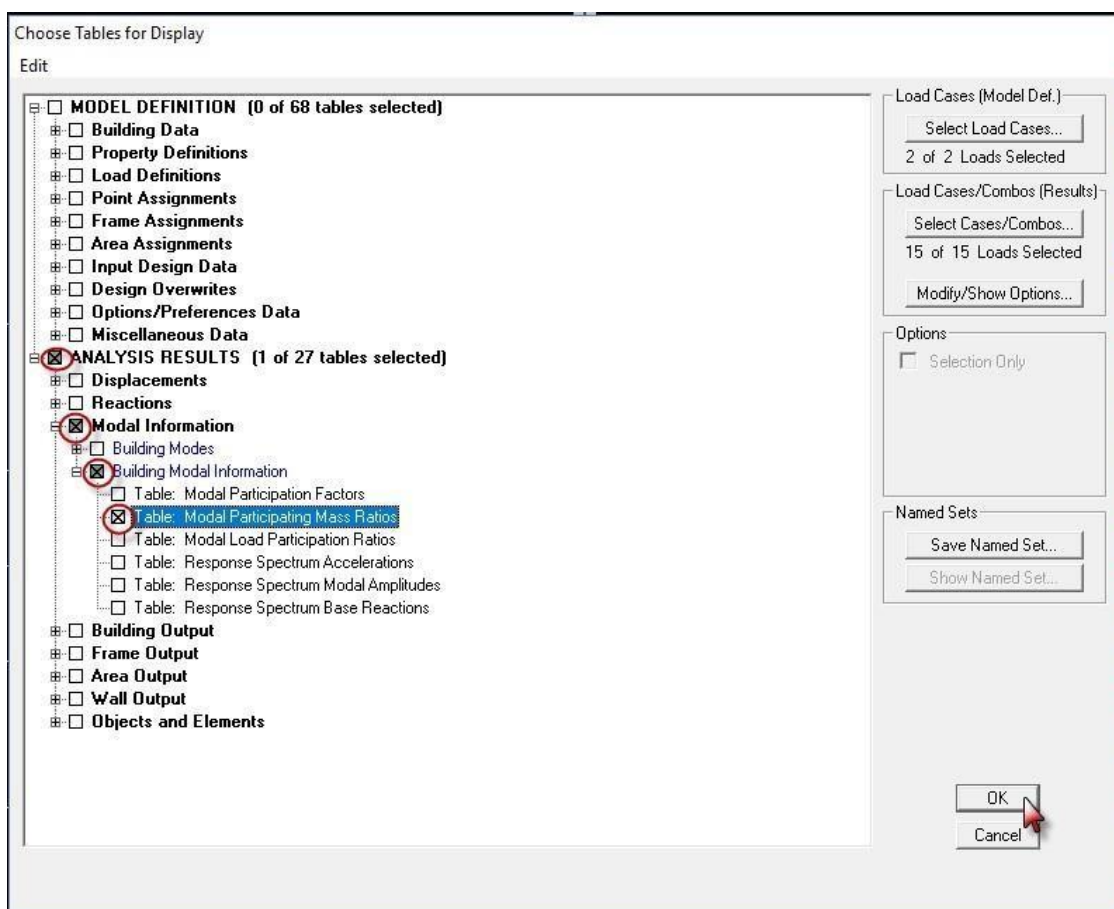
Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.050

Tableau V-1: Valeurs du coefficient C_T

On détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display showtables.





Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,573331	71,1587	0,0145	0,0000	71,1587	0,0145	0,0000
2	0,560920	0,0163	71,5598	0,0000	71,1750	71,5742	0,0000
3	0,445690	0,0397	0,0809	0,0000	71,2147	71,6551	0,0000
4	0,162885	13,9890	0,2108	0,0000	85,2037	71,8660	0,0000
5	0,158694	0,2446	14,9681	0,0000	85,4483	86,8340	0,0000
6	0,141794	0,0240	0,0004	0,0000	85,4724	86,8345	0,0000
7	0,141403	0,0447	0,0006	0,0000	85,5171	86,8351	0,0000
8	0,141157	0,0773	0,0016	0,0000	85,5944	86,8367	0,0000
9	0,140905	0,0000	0,0000	0,0000	85,5944	86,8367	0,0000
10	0,140158	0,2631	0,0014	0,0000	85,8575	86,8381	0,0000
11	0,137809	1,3413	0,0422	0,0000	87,1988	86,8803	0,0000
12	0,117240	0,0247	0,0025	0,0000	87,2235	86,8829	0,0000
13	0,071627	1,0361	5,2414	0,0000	88,2596	92,1243	0,0000
14	0,070884	4,9887	1,1039	0,0000	93,2483	93,2283	0,0000
15	0,062892	0,0048	0,0001	0,0000	93,2531	93,2283	0,0000

Tableau V-2: Période analytique donnée par Etabs

$$T_{Logiciel} = T_{ETABS} = 0,57s$$

$$T = \min \left(G \times h_k^{3/4} ; \frac{h_n}{10} \right) \quad \left. \vphantom{T} \right\}$$

Vérifions la formule suivante : $T_{empirique} \geq T_{Logiciel}$

$$T = \min(0,49 ; 2.14) \times 1,3 = 0,63$$

$$T_{empirique} = T = 0,63 > T_{Logiciel} = 0,57 \dots\dots\dots CV$$

Vérification de la participation de la masse Modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Dans la direction (X-X), on a atteint la masse participante **au mode 14 (93,24 ≥ 90%).**

Dans la direction (Y-Y), on a atteint la masse participante **au mode 13 (92,12 ≥ 90%).**

La valeur de la participation massique a atteint les **90% dans le mode 8**

Participation massique :

Au Mode : 14 Sens x-x : 93,24 % Sens y-y : 93,22 %

Mode	Période	UX	UY	RZ
1	0,573331	71,1587	0,0145	0,0464
2	0,560920	0,0163	71,5598	0,0802
3	0,445690	0,0397	0,0809	71,0665

Tableau V-3: Les modes de vibrations

Le premier mode de vibration est une **Translation suivant xx**, il mobilise plus de **71,15 % de la masse**

Le deuxième mode de vibration est une **Translation suivant yy**, il mobilise plus de **71,55% de la masse**

Le troisième mode de vibration est une **Rotation**

Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité):

D'après l'Article 4.3.7 RPA 99 / 2003, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

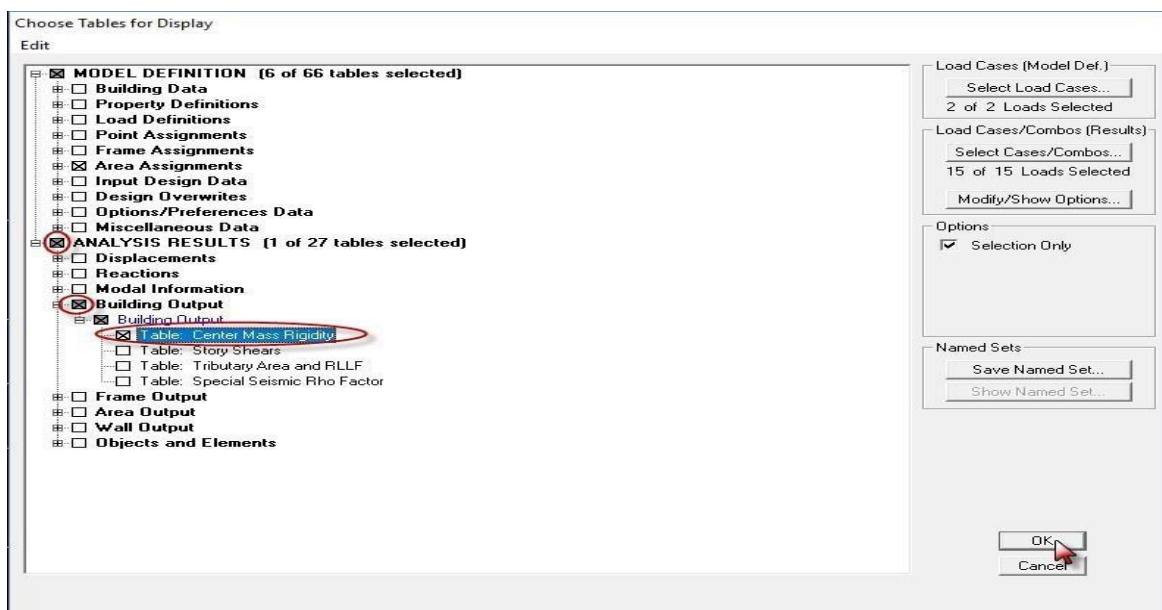
Tel que : CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

➤ Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit le chemin ci-après: **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes:



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
RDC	RDC	175,3082	175,3082	8,714	4,881	175,3082	175,3082	8,714
ET1	ET1	174,6613	174,6613	8,721	4,886	174,6613	174,6613	8,721
ET2	ET2	172,0285	172,0285	8,721	4,891	172,0285	172,0285	8,721
ET3	ET3	169,7667	169,7667	8,721	4,896	169,7667	169,7667	8,721
ET4	ET4	168,1318	168,1318	8,727	4,895	168,1318	168,1318	8,727
ET5	ET5	158,3290	158,3290	8,700	4,987	158,3290	158,3290	8,700
TERASSE	TERASSE	138,2262	138,2262	8,721	4,309	138,2262	138,2262	8,721

XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
8,714	4,881	175,3082	175,3082	8,714	4,881	8,706	4,431
8,721	4,886	174,6613	174,6613	8,721	4,886	8,707	4,480
8,721	4,891	172,0285	172,0285	8,721	4,891	8,707	4,499
8,721	4,896	169,7667	169,7667	8,721	4,896	8,706	4,496
8,727	4,895	168,1318	168,1318	8,727	4,895	8,705	4,486
8,700	4,987	158,3290	158,3290	8,700	4,987	8,702	4,479
8,721	4,309	138,2262	138,2262	8,721	4,309	8,698	4,485

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur Écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
RDC	8,714	4,881	8,706	4,431	0,008	0,450
ET1	8,721	4,886	8,707	4,480	0,014	0,406
ET2	8,721	4,891	8,707	4,499	0,014	0,392
ET3	8,721	4,896	8,706	4,496	0,015	0,40
ET4	8,727	4,895	8,705	4,486	0,022	0,409
ET5	8,700	4,987	8,702	4,479	0,002	0,508
ET6	8,721	4,309	8,698	4,485	0,023	0,176

Tableau V-4: Vérification de l'excentricité

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$
$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- **Comparaison des résultats :**

Sens longitudinal

$$5\% L_y = 0,05 \times 10,40 = 0,52\text{m} > 0,014$$

Sens transversal :

$$5\% L_x = 0,05 \times 17,80 = 0,89\text{m} > 0,450$$

Vérification des déplacements inter-étages :

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} \times R$$
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \longrightarrow \Delta_k \leq 1\%$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement

- **Dans le sens longitudinal x-x**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Pour déterminer l'effort tranchant on suit les étapes suivantes :

display → show tables → ANALYSIS RESULTS → displacement Data → table :Diaphragm

displacement → Select cases/ Combos → EX spectra puis Ok

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERASSE	TERASSE	EX	0,0134	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ET5	ET5	EX	0,0117	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ET4	ET4	EX	0,0097	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ET3	ET3	EX	0,0074	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ET2	ET2	EX	0,0051	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ET1	ET1	EX	0,0028	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
RDC	RDC	EX	0,0009	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

- Dans le sens transversal y-y

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERASSE	TERASSE	EY	0,0001	0,0126	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ET5	ET5	EY	0,0000	0,0109	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ET4	ET4	EY	0,0000	0,0090	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET3	ET3	EY	0,0000	0,0069	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET2	ET2	EY	0,0000	0,0047	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET1	ET1	EY	0,0000	0,0026	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
RDC	RDC	EY	0,0000	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Story	Sens longitudinal x				Sens transversal y				obs
	δ_{kx}	$\delta_k(m)$	Δ_{kx}	1%h	δ_{ky}	$\delta_k(m)$	Δ_{ky}	1%h	
TERRASSE	0.0134	0.067	0,009	0.0306	0.0126	0,063	0,0085	0.0306	cv
ET5	0.0117	0.058	0,01	0.0306	0.0109	0,0545	0,0095	0.0306	cv
ET4	0.0097	0.048	0,011	0.0306	0.0090	0,045	0,0105	0.0306	cv
ET3	0.0074	0.037	0,012	0.0306	0.0069	0,0345	0,011	0.0306	cv
ET2	0.0051	0.025	0,011	0.0306	0.0047	0,0235	0,0105	0.0306	cv
ET1	0.0028	0.014	0,011	0.0306	0.0026	0,013	0,027	0.0306	cv
RDC	0.009	0.045	0,045	0.0306	0.008	0,04	0,04	0.0408	cv

Tableau V-5: Vérification des déplacements inter-étages

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on conclut que les déplacements relatifs de tous les Niveaux dans les deux directions sont inférieures aux déplacements Admissibles

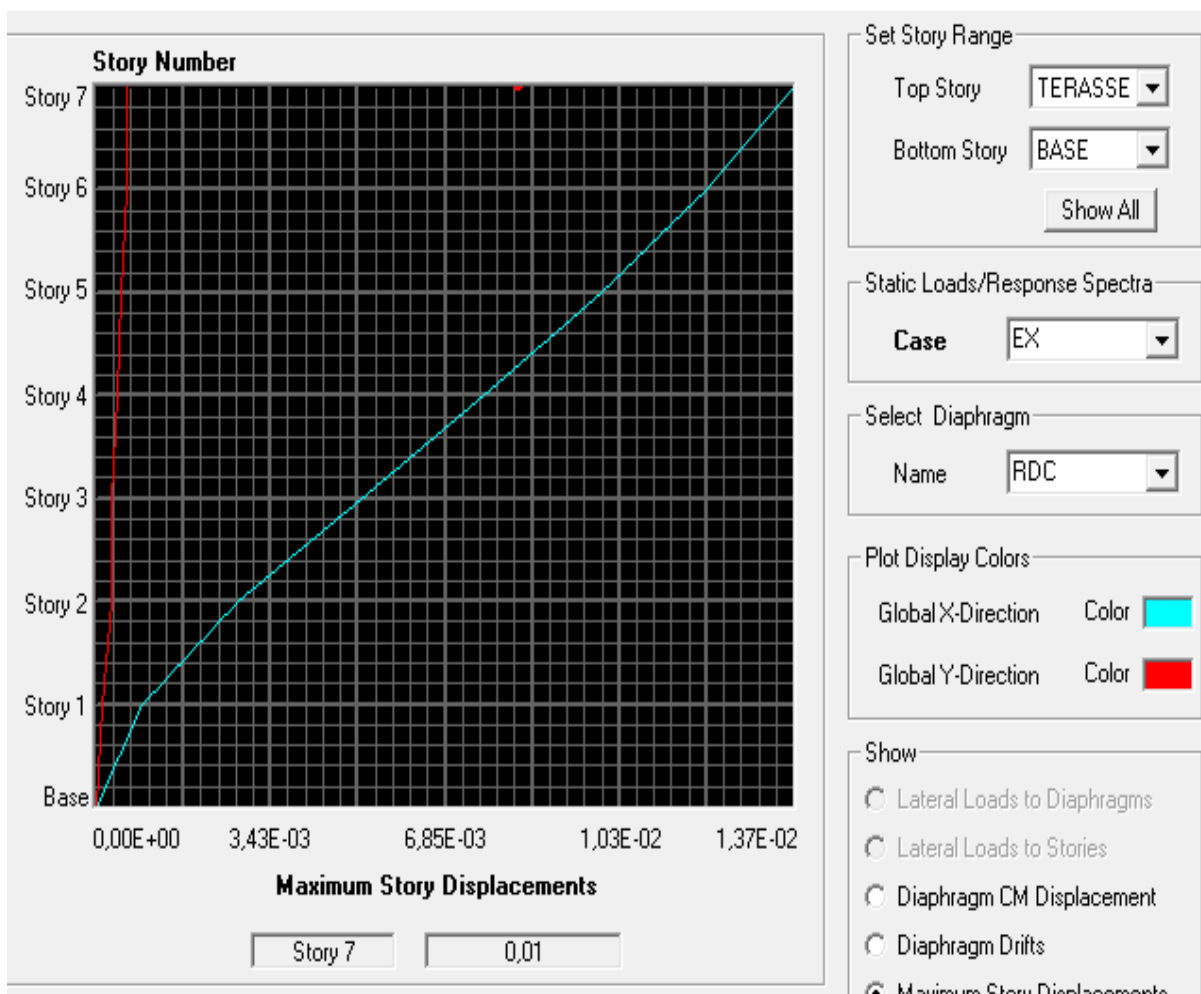
Vérifications du déplacement maximal de la structure:

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible: (Art B.6.5,3/BAEL91).

Dans le sens longitudinal x-x :

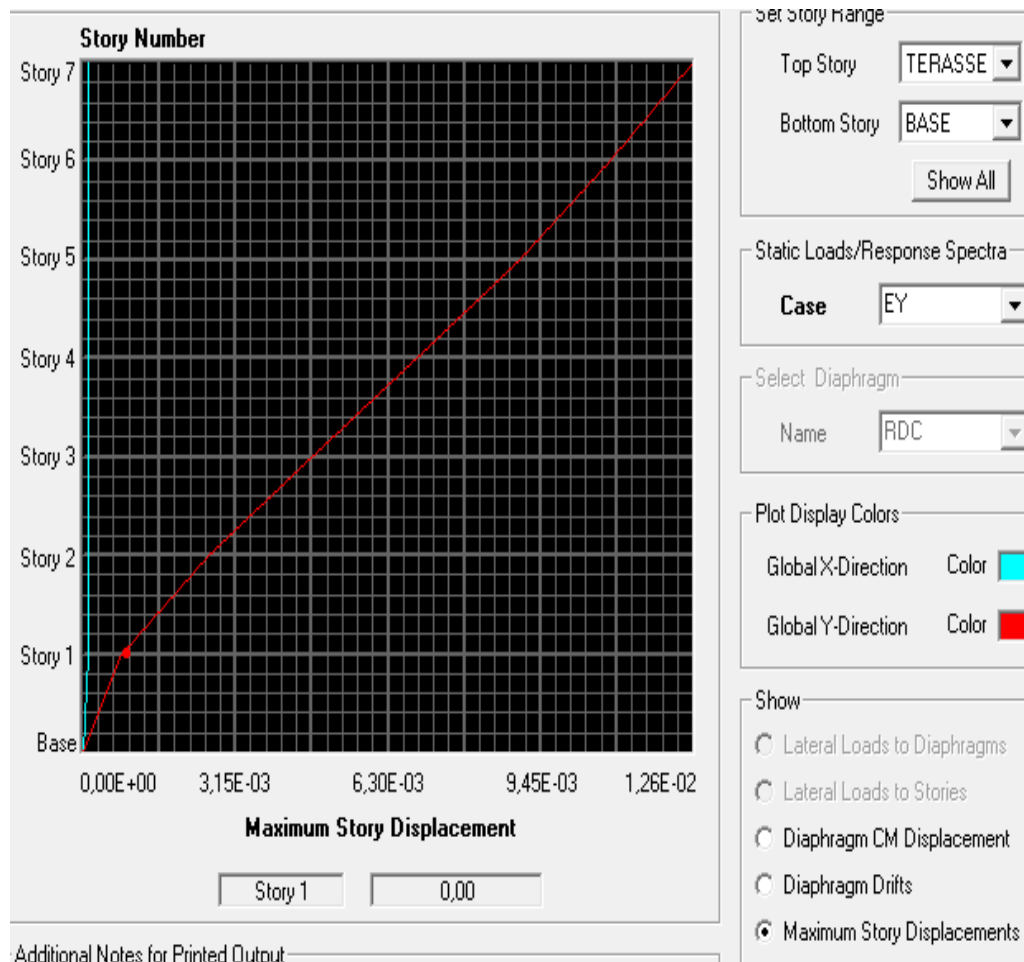
Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Story Response Plots**



$$\delta_{max} = 0,01 < f_{adm} = 0,042 \dots \dots \dots CV$$

Dans le sens Transversal y-y :



$$\delta_{max} = 0,01 < f_{adm} = 0,042 \dots \dots \dots CV$$

- Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

L'effet P-Delta :(Article 5.9.RPA 99 / 2003) :

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la Conditionsuivante est saisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_k}$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_K : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Story	P_K	Sens longitudinal x-x			Sens Transversal y-y		
		V_K	Δ_K	θ	V_y	Δ_K	θ
TERASSE	4223,27	408,2	0,009	0,013	402,16	0,0085	0,015
ET5	8400,13	718,73	0,01	0,017	695,85	0,0095	0,019
ET4	16853,3	930,35	0,11	0,024	890 ,1	0,0105	0,023
ET3	21129,62	1106,16	0,12	0,019	1055,11	0,011	0,028
ET2	25405,91	1266,41	0,011	0,024	1208,35	0,0105	0,024
ET1	29796,98	1525,88	0,011	0,018	1453,55	0,027	0,023
RDC	34898,86	1657,65	0,045	0,0084	1650,04	0,04	0,022

Tableau V-6 Vérifications des effets P-Δ

Conclusion :

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

CHAPITRE 5 **Vérfications vis -à-vis du RPA**

Vérfication de l'effort tranchant à la base : (Article 4.3.6RPA 99 / 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la Méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la Formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

V : force sismique totale

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

- **Calcul de coefficient d'accélération de zone(A) :**

(Tableau 4.1 RPA99 version2003).

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

TableauV-7: coefficient d'accélération zone A

CHAPITRE 5 Vérifications vis -à-vis du RPA

A=0.15(zoneIIa et Groupe d'usage 2).

Calcul du facteur d'amplification dynamique(D) Article 4.2.3RPA 99 :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure **T**.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) (RPA99/ version 2003)

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂(sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Le facteur de correction d'amortissement (η) est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%) :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V-8: Valeurs de ξ (%)

il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte Cependant on a adopté suite aux recommandations du CTC (siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi = 8,5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,81$$

La période fondamentale de la structure **T=0,69 s**

$T_2 = 0,50$ (site ferme s3)

on a : $T_2 = 0.50 \leq T = 0,69 \leq 3 \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2,5}$
D=1,64 T_{etabs}

pois total de la structure(W) : est tiré du Logiciel

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T
TERASSE	POIDS	Top	1242,74	0,00	0,00	0,000
TERASSE	POIDS	Bottom	1513,55	0,00	0,00	0,000
ET5	POIDS	Top	2759,87	0,00	0,00	0,000
ET5	POIDS	Bottom	3228,25	0,00	0,00	0,000
ET4	POIDS	Top	4474,57	0,00	0,00	0,000
ET4	POIDS	Bottom	4987,71	0,00	0,00	0,000
ET3	POIDS	Top	6234,02	0,00	0,00	0,000
ET3	POIDS	Bottom	6747,16	0,00	0,00	0,000
ET2	POIDS	Top	7993,47	0,00	0,00	0,000
ET2	POIDS	Bottom	8558,25	0,00	0,00	0,000
ET1	POIDS	Top	9804,56	0,00	0,00	0,000
ET1	POIDS	Bottom	10369,34	0,00	0,00	0,000
RDC	POIDS	Top	11615,65	0,00	0,00	0,000
RDC	POIDS	Bottom	12180,43	0,00	0,00	0,000

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,64
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_i [kN]	12180,43 KN

Tableau V-9: Récapitulatif des résultats

CHAPITRE 5 Vérfications vis -à-vis du RPA

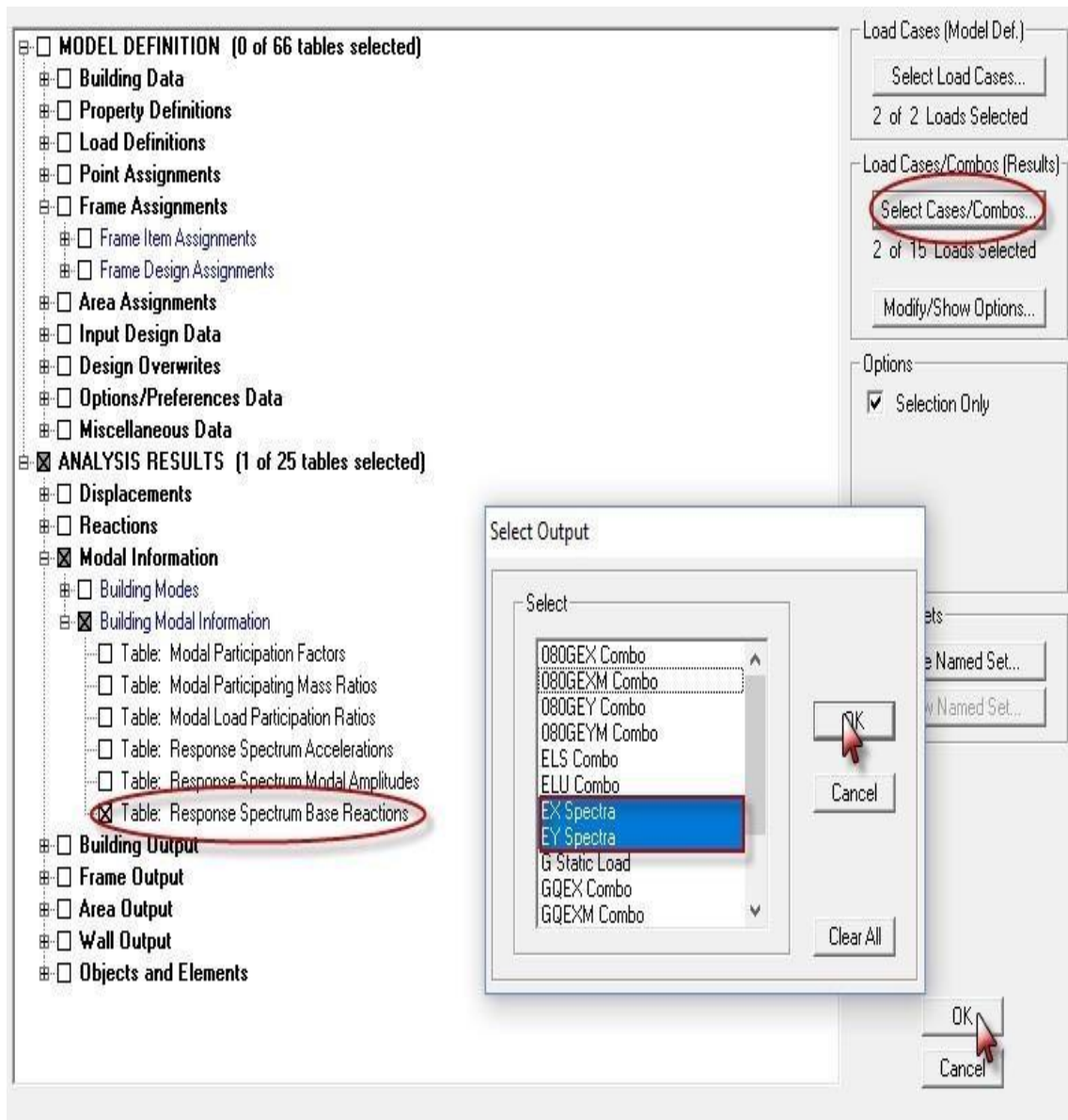
$$V = \frac{A.D.Q}{R} W = 719,14 \text{ KN}$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer l'effort tranchant on suit les étapes suivantes :

display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal Information → building modal

information → response spectrum base reactions → Select cases/combo... → EX et EY → ok



Response Spectrum Base Reactions							
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2
EX	1	U1	679,83	-6,09	0,00	90,874	10494,646
EX	2	U1	0,06	6,38	0,00	-98,513	0,863
EX	3	U1	0,65	-0,08	0,00	1,089	11,799
EX	4	U1	164,06	1,75	0,00	0,357	290,532
EX	5	U1	0,02	-1,69	0,00	3,085	-0,008
EX	6	U1	0,00	0,00	0,00	-0,004	0,004
EX	7	U1	93,45	1,09	0,00	-2,964	265,020
EX	8	U1	0,01	-1,03	0,00	2,820	0,042
EX	9	U1	0,01	0,01	0,00	-0,020	0,007
EX	10	U1	59,37	-0,47	0,00	1,669	102,148
EX	11	U1	0,00	0,51	0,00	-0,873	0,012
EX	12	U1	3,91	0,17	0,00	-1,302	6,689
EX	13	U1	5,55	-5,09	0,00	8,621	9,446
EX	14	U1	17,30	17,45	0,00	-27,301	28,103
EX	15	U1	9,98	-11,80	0,00	19,530	16,012
EX	16	U1	0,31	-0,81	0,00	1,074	0,481
EX	17	U1	2,04	0,66	0,00	-2,115	3,222

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\ dyn} = \max \left\{ \begin{array}{l} F_1 = 679,84 \text{ KN} \\ F_2 = 732,9 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0,8V = 0,8 \times 719,14 = 575,31 \text{ KN}$

Sens longitudinal :

$V_{x\ dyn} = 679,84 \text{ KN} > 80\% V = 575,31 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

Sens transversal :

$V_{y\ dyn} = 732,9 \text{ KN} \geq 80\% V = 575,31 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

Effort normal réduit:(Art7.1.3.3 du RPA 99/ version2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique):

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal de calculs exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section en béton,

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

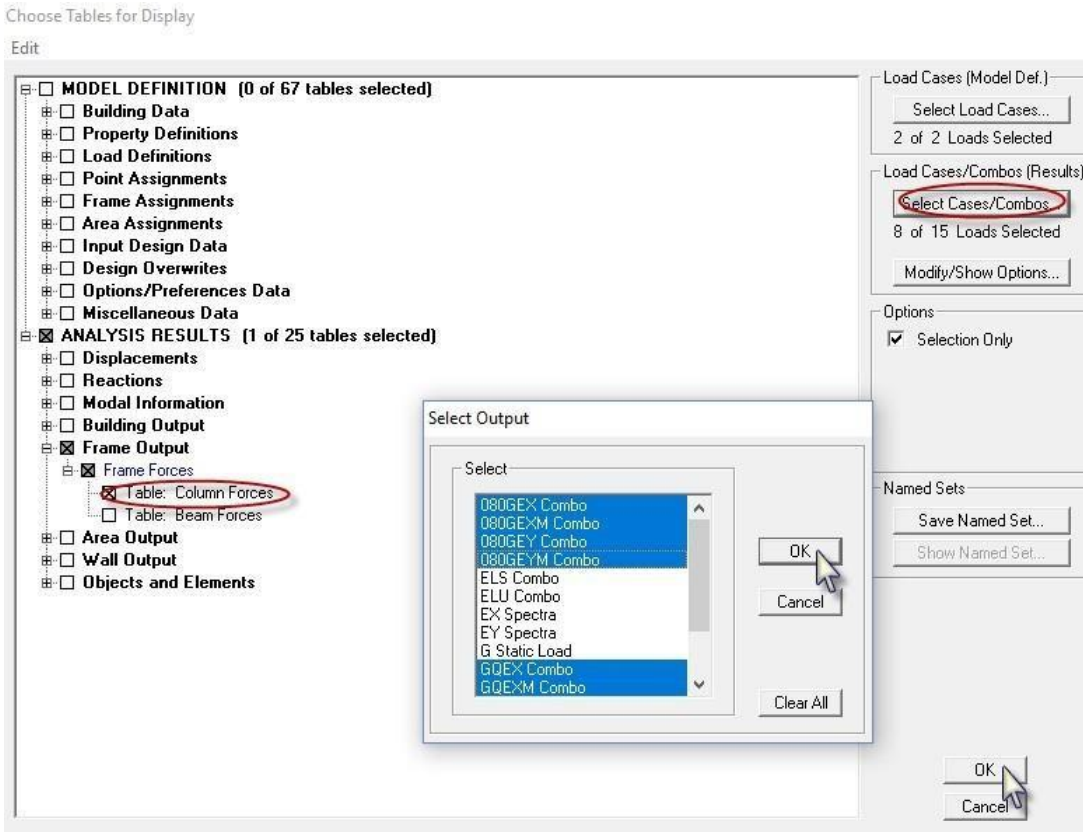
❖ **étapes à suivre:**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section **40x40** pour le (RDC /ET1 /ET2)

Display → **Show Table** →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes:

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Column force**



Column Forces								
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M
ET2	C1	GQEX	0,000	-130,67	-0,16	-0,31	-0,011	-0
ET2	C1	GQEX	1,330	-125,35	-0,16	-0,31	-0,011	0,
ET2	C1	GQEX	2,660	-120,03	-0,16	-0,31	-0,011	0,
ET2	C1	GQEXM	0,000	-130,67	-0,16	-0,31	-0,011	-0
ET2	C1	GQEXM	1,330	-125,35	-0,16	-0,31	-0,011	0,
ET2	C1	GQEXM	2,660	-120,03	-0,16	-0,31	-0,011	0,
ET2	C1	GQEY	0,000	-130,67	-0,16	-0,31	-0,011	-0
ET2	C1	GQEY	1,330	-125,35	-0,16	-0,31	-0,011	0,
ET2	C1	GQEY	2,660	-120,03	-0,16	-0,31	-0,011	0,
ET2	C1	GQEYM	0,000	-130,67	-0,16	-0,31	-0,011	-0
ET2	C1	GQEYM	1,330	-125,35	-0,16	-0,31	-0,011	0,
ET2	C1	GQEYM	2,660	-120,03	-0,16	-0,31	-0,011	0,
ET2	C1	08GEX	0,000	-95,70	-0,11	-0,21	-0,008	-0
ET2	C1	08GEX	1,330	-91,45	-0,11	-0,21	-0,008	0,
ET2	C1	08GEX	2,660	-87,19	-0,11	-0,21	-0,008	0,
ET2	C1	08GEXM	0,000	-95,70	-0,11	-0,21	-0,008	-0
ET2	C1	08GEXM	1,330	-91,45	-0,11	-0,21	-0,008	0,
ET2	C1	08GEXM	2,660	-87,19	-0,11	-0,21	-0,008	0,

Poteaux	b(cm)	h(cm)	Bc (cm ²)	Nd(kN)	f_{c28}	V	Vérification
40x40	0.4	0.4	0.16	1053,44	25	0,26	Cv
35x35	0.35	0.35	0.1225	577,01	25	0,18	Cv
30x30	0.3	0.3	0.09	283,14	25	0,12	Cv

TableauV-10: Vérification de l'effort normal réduit

Conclusion:

Toutes les exigences du RPA 99 mode 2003 sont vérifiées, donc nous allons passer au Ferrailage de la structure.

Ferrailage

VI. Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à L'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

1,35G+1,5Q à L'ELU

BAEL 91

G+Q à L'ELS

G+Q±E

RPA99/ Version 2003

0,8G±E

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	384
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VI.1:Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas:

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)

Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

* Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,8% x b x h en zone II.

-Poteaux (45 x 45) $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40 x 40) $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35 x 35) $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

*Le pourcentage maximal dans la zone courante est de 4% x b x h en zone II.

-Poteaux (45 x 45) $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40 x 40) $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35 x 35) $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

*Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de 6% x b x h en zone II.

-Poteaux (45 x 45) $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40 x 40) $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35 x 35) $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

* Le diamètre minimum est de 12 mm.

* La longueur minimale des recouvrements est de: 40 \emptyset en zone II.

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II

* Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales. Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_r}{S_r} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Tu: Effort tranchant de calcul.

h1: Hauteur totale de la section brute.

fe: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant
Il est pris égal à :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5$$

λ_g : Élanement géométrique de poteau : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ OU } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : Longueur libre du poteau.

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10 \varnothing ; 15 \text{ cm})$ en zone II.

*Dans la zone courante $S_t \leq (15\varnothing)$ en zone II.

\varnothing : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \varnothing minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8% si $\lambda_g \leq 3$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

Calcul de la section d'armature à l'ELU

- Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

- Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.
 - Section partiellement comprimée (SPC).
 - Section entièrement comprimée (SEC)
 - Section entièrement tendue (SET).

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

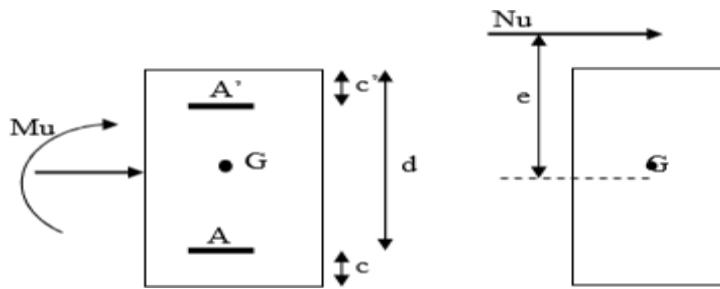


Fig. VI.1-section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est partiellement comprimée si :

✓ **1^{er} cas :**

C: Le centre de pression ce trouve à l'extérieur du segment : $e = \frac{M_U}{N_U} \geq (\frac{h}{2} - c')$

N: Effort de compression ou de traction.

✓ **2^{ème} cas :**

C: Le centre de pression ce trouve à l'intérieur du segment : $e = \frac{M_U}{N_U} < (\frac{h}{2} - c')$

N: Effort de compression. Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante

$$N(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u (\frac{h}{2} - c' + e)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} N_u: \text{Effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} N_u: \text{Effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

✓ **1^{er} cas :** Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_F}{\beta d \sigma_{st}}$$

✓ **2^{ème} cas :** Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ La section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec :

M_1 : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$M_1 = \mu_1 \times b d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

La section réelle d'armature :

$$A_s = A \quad \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right.$$

$$A_s = A - \frac{N u}{\sigma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right.$$

1) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

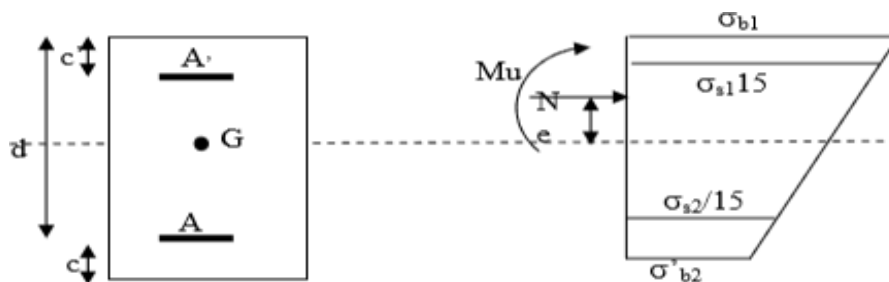


Fig.VI.2- Section entièrement comprimée (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e < \frac{M_u}{N u} \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

C: Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N: Effort de compression. Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante

$$N (d - c) - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

✓ **1er cas :**

$$N (d - c) - M_f \geq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$Asc_1 = \frac{M - (d - 0.5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$Asc_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{sc}} - Asc_1$$

✓ **2ème cas :**

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N (d - c) - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$Asc_1 = \frac{(N - \Psi) \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad Asc_1 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - MF}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}}$$

2) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C: Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N: Effort de traction.

$$Ast_1 = N \frac{\frac{h}{2} - c - eu}{u(d-c) \times \sigma_{sc}}$$

$$Ast_2 = \frac{N_u}{\sigma_{sc}} - Ast_1$$

Avec :

$$\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

V-1-4) Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

Poteaux du RDC /ET1/ET2 :

b = 40 cm h = 40 cm

d = 37 cm c = c' = 3 cm

ET3/ET4 :

b = 35cm h =35 cm

d = 32cm c = c' = 3 cm

ET5/ET6

b = 30 cm h = 30 cm

d = 27 cm c = c' = 3 cm

Exemple de Calcul pour les poteaux 40x40 (calcul manuel) :

$N_u = 1121,6\text{KN} / M_u = 3,512 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,512}{1121,6} = 0,003\text{m} \quad ; \quad \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{40}{2} - 3\right) = 0,17\text{m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

$$N(d-c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Calcul de M_f :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e\right) = 1121,6 \left(\frac{0.40}{2} - 0.03 + 0.003\right)$$

$$M_f = 194,03 \text{ knm}$$

$$N(d - c) - M_f = 1121,6(0,37 - 0,03) - 194,03 = 187,314 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} = 215,05 \text{ KN.m}$$

On a :

$$N(d - c) - M_f < (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Donc la Section est partiellement comprimée (SPC). $A_s = \dots \text{ cm}^2$

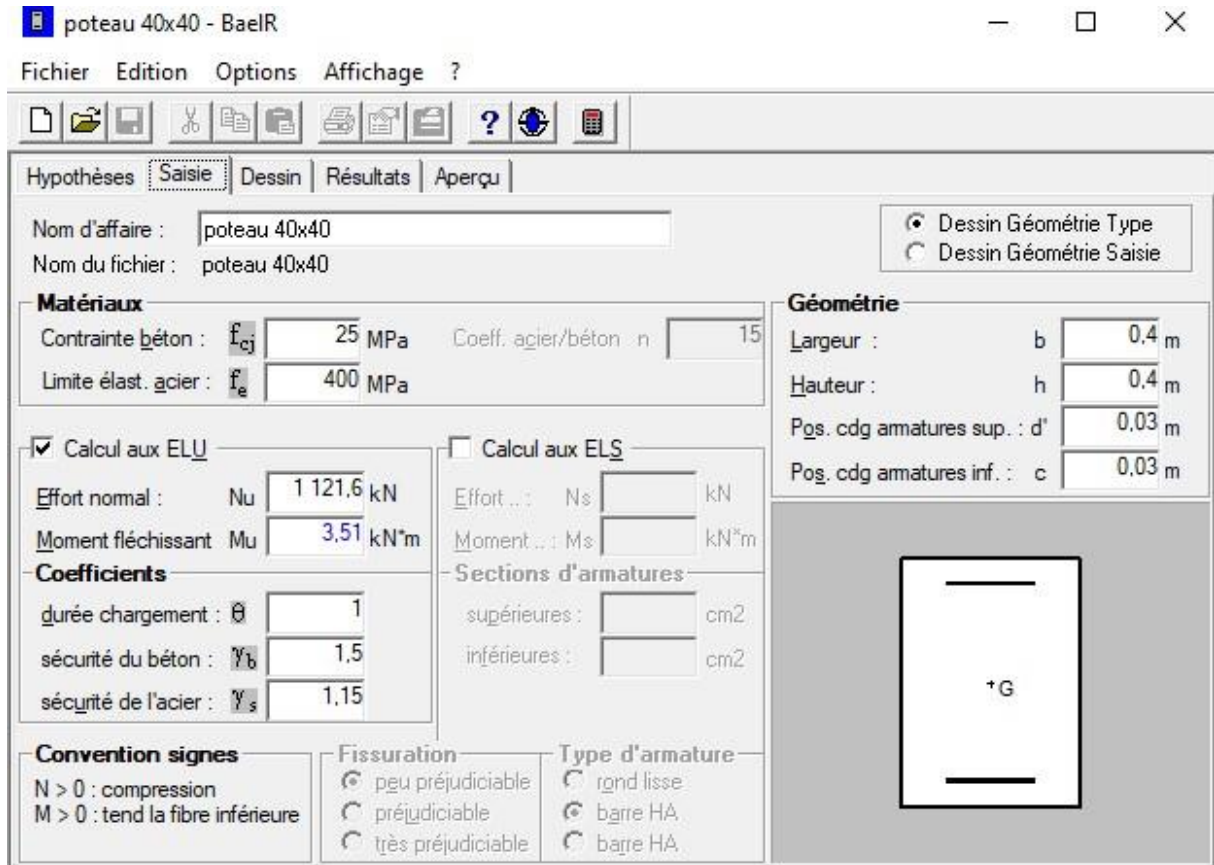
Calcul de A_{st} :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{194,03 \times 10^6}{400 \times 14,2 \times 370^2} = 0,24 < \mu_l = 0,392 \text{ SSA}$$

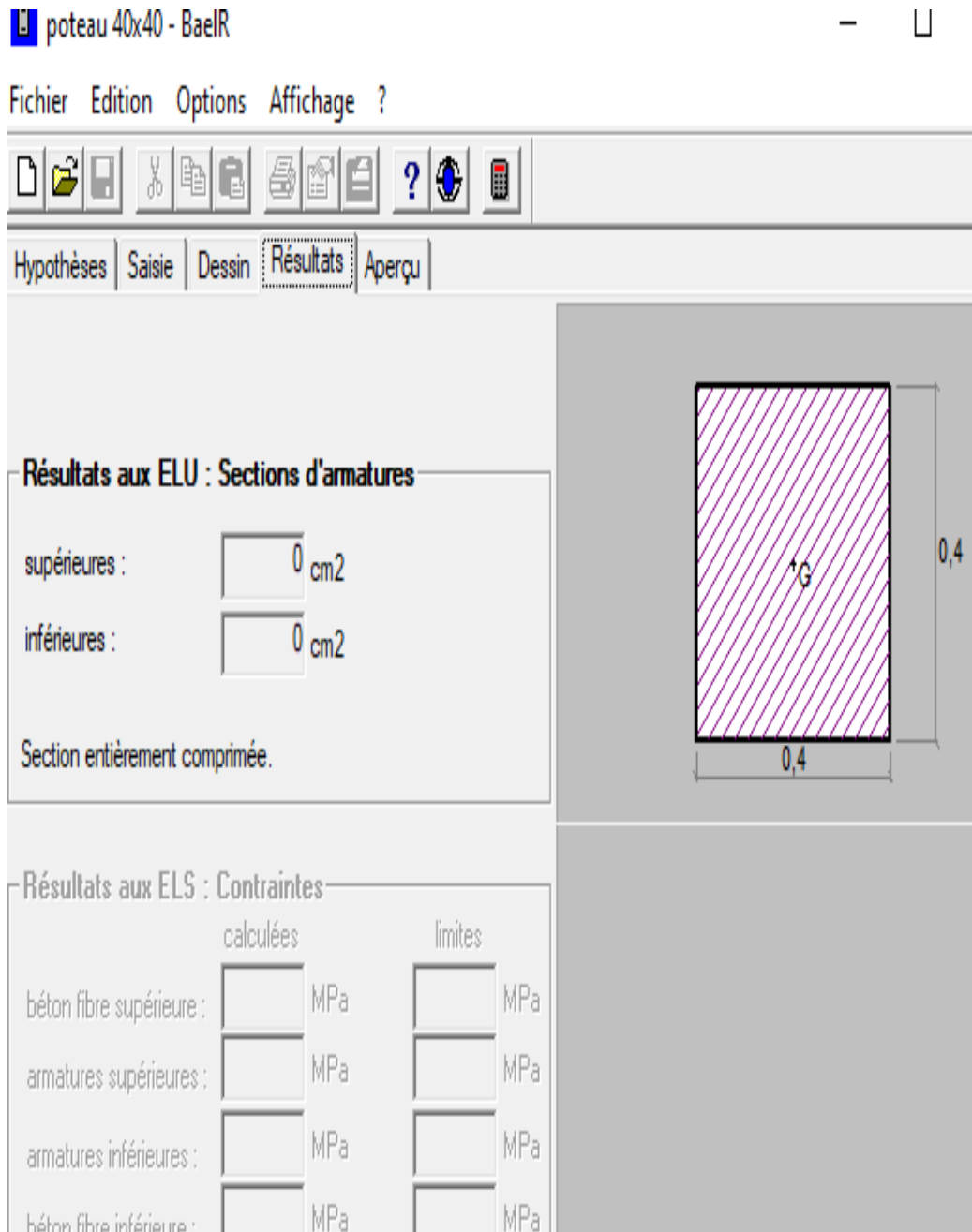
$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel :



Cliquons sur l'icône Résultats pour extrait nos résultats **Résultats**



Conclusion :

On a fait un calcul manuel et après consultation de logiciel socotec, on a trouvé les mêmes résultats.

➤ Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau si dessus selon les différentes combinaisons.

Section	Sollicitations	combo	N(KN)	M	OBS	A _{min} (cm ²)	As' (cm ²)	As (cm ²)	Ferraillage	S'adopte (cm ²)
40x40	N _{max} – M corr	ELU	1121,6	3,511	SE C	12,8	0	0	4HA16 + 4HA14	14,19
	N _{min} – M corr	0,8GE X	321,64	5,061	SE C		0	0		
	N _{corr} – M max	GQEY	809,46	11	SE C		0	0,68		
35x35	N _{max} – M corr	ELU	-603.21	2.3	SE C	9,8	0	0	4HA14 + 4HA12	12,32
	N _{min} – M corr	0,8GE X	-172,16	11,11 5	SE C		0	0		
	N _{corr} – M max	GQEx	-430,98	23	SE C		0	1,92		
30x30	N _{max} – M corr	ELU	300,94	1,72	SE C	7,2	0	0	8HA12	9,05
	N _{min} – M corr	0,8GE X	-77,08	4,85	SE C		0	0		
	N _{corr} – M max	GQEx	-206.38	20,81	SE C		0	0		

Tableau VI.2 Résultats du ferrailage des poteaux

[Les armatures transversales \(Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 \) :](#)

Les armatures Transversales ont principalement le rôle de maintenir les armatures

Longitudinales ,elles evitent ainsi le flambement ,ces armatures sont calculées a l'aide de la

formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

a) Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \quad \text{Soit} \quad \varnothing_t = 8\text{mm}$$

\varnothing_l^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures Transversales des poteaux seront encadrées par des cadres en $\varnothing = 8\text{mm}$

**b) Espacement des armatures transversales :
Selon le BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)**

En zone nodale : $St \leq \min (10 \varnothing ; 15 \text{ cm})$

\varnothing : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

$$St \leq \min (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12\text{cm}$$

Soit **St = 10 cm**

Dans la zone courante : $St \leq (15\varnothing)$

$$St \leq (15\varnothing) = St \leq (15 \times 1,2) = 18\text{cm}$$

soit **St = 15 cm**

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{si } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,3 \% St \times b_1$$

$$\text{si } \lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,8 \% St \times b_1$$

Avec

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : l'élançement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0,7L_0$

poteau	Hauteur	$L_f(\text{cm})$	λ_g	A_t^{min}		$A_{adoptée}$	OBS
				Zone courante	Zone nodale		
40x40	306	214,2	5,35	1,80	1,2	2,01	CV
35x35	306	214,2	6,12	1,57	1,05	2,01	CV
30x30	306	214,2	7,14	1,35	0,9	2,01	CV

Détermination de la Zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte de chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

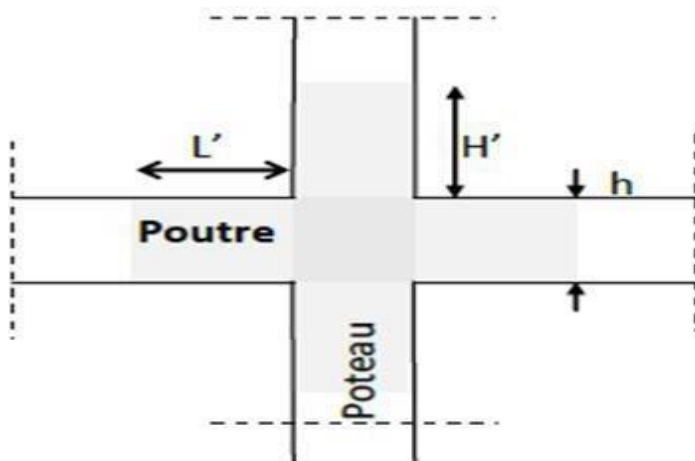


Fig. VI-5 -Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Section cm^2	h(cm)	h'(cm)
Poteau40x40	306	$h' = \max \{44, 33, 40, 40, 60\} = 60\text{cm}$
Poteau35x35	306	$h' = \max \{44, 33, 35, 35, 60\} = 60\text{cm}$
Poteau30x30	306	$h' = \max \{44, 33, 30, 30, 60\} = 60\text{cm}$

3) Longueur minimale de recouvrement :

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est :

$$L_r = 40 \times \emptyset.$$

- Pour le $\emptyset 12 \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$
- Pour le $\emptyset 16 \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour le $\emptyset 14 \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

4) Encrage des armaturesArt 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99

Longueur de scellement : $L_s = \frac{f_e}{4c_s} \emptyset$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84\text{MPa}}$ tel que : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

- Pour le $\emptyset 12 \rightarrow L_s = 11,35 \text{ cm}$

- Pour le Ø16 → $L_s = 56.43$ cm
- Pour le Ø14 → $L_s = 49.30$ cm
-

5) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \left\{ \text{si } \lambda_g < 5 \right.$$

Section des poteaux	h_e (m)	Tu (10 ³ N)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
40x40	3,06	16,15	40	37	5,35	0,075	0,109	1,875	CV
35x35	3,06	22,27	35	32	6,12	0,075	0,20	1,875	CV
30x30	3,06	30	30	27	7,14	0,075	0,37	1,875	CV

Tableau VI.3 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Vérification à l'ELS :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s\ ad} \geq A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \times b \times d$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \left\{ \right.$$

Section	Sollicitations	N_S (KN)	M_S (KN.m)	e_s	h/6	Nat	A_{min} (cm ²)	A_{adop}	OBS
40x40	$N_{max} - M_{corr}$	-816,15	2,53	0,003	0,066	SEC	5,35	14,19	CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-472,15	-7,84	0,016	0,066	SEC	4.39		
	$N_{corr} - M_{max}$	-809,46	11,008	0,0135	0,066	SEC	3.39		
35x35	$N_{max} - M_{corr}$	-439,13	-1,67	0,003	0,058	SEC	3,3	12,32	CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-252,71	5,84	0,023	0,058	SEC	2.66		
	$N_{corr} - M_{max}$	-430,98	23	0,053	0,058	SEC	3.3		
30x30	$N_{max} - M_{corr}$	-219,44	-1,26	0,005	0,05	SEC	2.46	9,05	CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-113,52	7,57	0,066	0,05	SPC	3.25		
	$N_{corr} - M_{max}$	-206.38	20,85	0,10	0,05	SEC	2.13		

2/Etat limite d’ouvertures desfissures:

Aucune verification n’est nécessaire car la fissuration est peu-nuisible.

3/Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l’ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$$

Remarque

Aucune vérification n’est nécessaire pour l’acier (fissuration peu nuisible)

pot40x40 - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : pot40x40
 Nom du fichier : pot40x40

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 400 MPa

Calcul aux ELU
 Effort normal : N_u 1 121,6 kN
 Moment fléchissant M_u 3,51 kN*m

Calcul aux ELS
 Effort .. : N_s 816,1 kN
 Moment .. : M_s 2,53 kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1,5
 sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Sections d'armatures
 supérieures : 14,19 cm²
 inférieures : 14,19 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie
 Largeur : b 0,4 m
 Hauteur : h 0,4 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,03 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,03 m

pot40x40 - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 0 cm²
 Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	4,18 MPa	15 MPa
armatures supérieures :	62,4 MPa	400 MPa
armatures inférieures :	58,5 MPa	400 MPa
béton fibre inférieure :	3,88 MPa	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Section cm^2	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bs}	σ_{bi}	σ_{ss}	σ_{si}	Observation
40x40	$N_{max}=816,15$	$M_{corr}=2,53$	4,18	3,88	62,4	58,5	CV
	$N_{min}=472,15$	$M_{corr}=7,84$	2,8	1,86	40,9	29	CV
	$N_{corr}=809,46$	$M_{max}=11$	4,65	3,34	68,3	51,6	CV
35x35	$N_{max}=439,13$	$M_{corr}=1,67$	4,41	2,38	63,2	38,8	CV
	$N_{min}=252,71$	$M_{corr}=5,84$	4,52	3,08	49,3	28,88	CV
	$N_{corr}=430,98$	$M_{max}=23$	5,30	2,99	22,13	11	CV
30x30	$N_{max}=219,45$	$M_{corr}=1,26$	6,74	3,80	40,45	27,44	CV
	$N_{min}=113,52$	$M_{corr}=7,57$	2,77	1,22	65,2	40,65	CV
	$N_{corr}=206,38$	$M_{max}=20,85$	3,28	1,08	60,15	45,77	CV

Tableau VI.4 : Vérifications a L'ELS

Conclusion :

Après tout les calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** »

Niveaux	Section	$A_{adopté}$
RDC/ET1/ET2	40x40	4HA16 + 4HA14 =14,19[cm^2]
ET3/ET4	35x35	4HA14 + 4HA12 =12,32[cm^2]
ET5/ET6	30x30	8HA12 =9,05[cm^2]

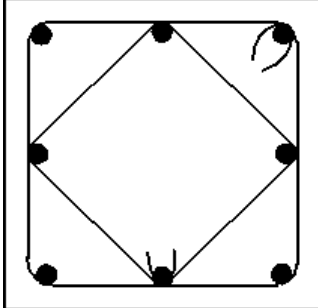
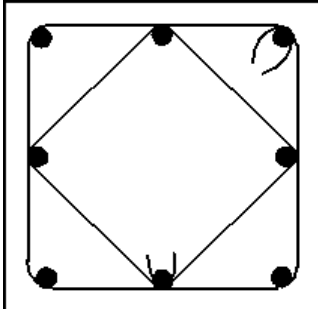
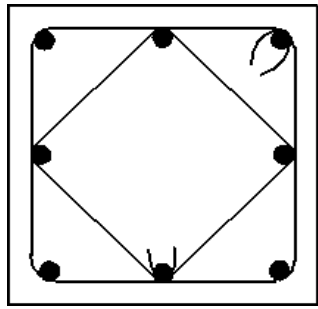
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC ET1 ET2	40x40	4HA16 + 4HA14	1 cadre et 1 losange (HA8)	
ET3 ET4	35x35	4HA14 + 4HA12	1 cadre et 1 losange (HA8)	
ET5 ET6	30x30	8HA12	1 cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau VI.5 : Ferrailage final des poteaux

Ferraillage des Poutres

Ferraillage des poutres :**Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchant. Donc le calcul se fera en flexion-simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS, en tenant compte des combinaisons suivantes :

1,35G + 1,5Q à L'ELU	BAEL 91	}
G + Q à L'ELS		
G + Q ± E	RPA 99/Version 2003	}
0,8G ± E		

Recommandations et exigences du RPA :

a) **Armatures longitudinales:** (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

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

- ✓ Poutres Principales **PP** : (30 x 40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres Secondaires **PS**: (30 x 35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4 % en zone courante.
- ✓ 6 % en zone de recouvrement

- **Poutres Principales : (30 x 40)**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- **Poutres Secondaire : (30 x35)**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- ✓ 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°.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

- ✓ La quantité d’armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L’espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left[\frac{h}{4} ; 12\Phi \right] \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).}$$

Avec :

- ✓ Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les 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.
- ✓ Le premier cadre doit être disposé a 5cm au plus du nu de l’appui ou de l’encastrement.

VI.2.3.Calcul des armatures longitudinales à l’ELU

Dans le cas d’une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- ✓ Ast : La section d’armatures tendues.
- ✓ Asc : La section d’armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : Mu : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.47 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment réduit limite μ_l :**

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\mu_l = 0.392 \dots\dots\dots RPA99V2003.$$

FeE400 {

En comparaison entre la valeur de μ_l et celle de μ nous mène à deux cas qui sont à étudier :

✓ 1^{ère} cas

$\mu_b \leq \mu_1$ Section simplement armée SSA \Rightarrow Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{ac}=0$.

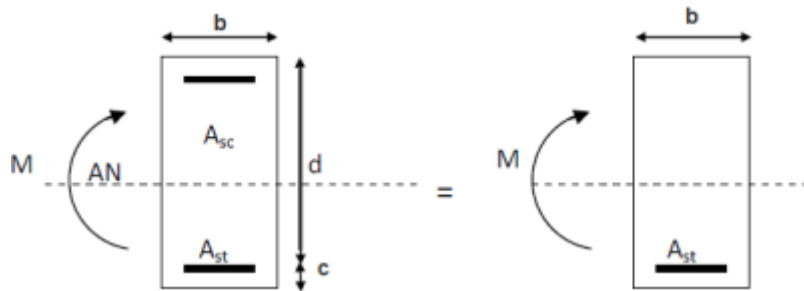


Fig. VI-6 - section simplement armée

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \text{ tel que } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ 2^{ème} cas

$\mu_b \geq \mu_1 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

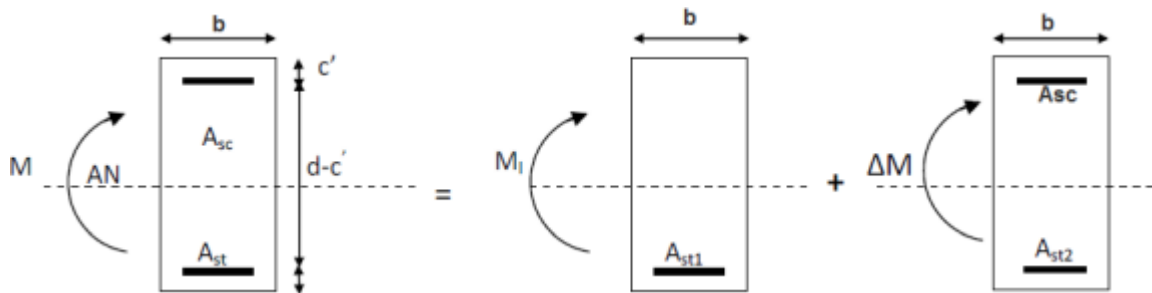


Fig VI.2- section simplement armée

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$\Delta M = M - M_1 \quad \text{et} \quad M_1 = \mu \times$$

$b \times d \times f_{bu}$ Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{DM}{(d-c)\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{DM}{(d-c)\sigma_s}$$

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{bc} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.6 Caractéristiques des situations de calcul

❖ **Exemple de calcul :(Poutre principale 30x40)**

a) En travée

$$M_t^{max} = 57.47 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57,47 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,09 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow \beta = 0,953$$

➤ **Calcul de la section**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{57,47 \times 10^3}{0,971 \times 37 \times 400} = 4,68 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis

$$M_a = -83,43 \text{ KNm}$$

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{83,43 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,182 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow \beta = 0,899$$

➤ **Calcule la section**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{83,43 \times 10^3}{0,899 \times 37 \times 400} = 6,61 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire (PS 30x35)

En travée :

$$M_t = 43.376 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{43.376 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18.49} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M_t}{Qd\sigma_{st}} = \frac{43.376 \times 10^4}{0.958 \times 320 \times 400} = 3.54 \text{cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_a = -55.26 \text{KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{55.26 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18.48} = 0.098 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Qd\sigma_{st}} = \frac{55.26 \times 10^4}{0.948 \times 320 \times 400} = 5.55 \text{cm}^2$$

❖ **Ferrailage des poutres principales 30x40**

	M_{max}	μ	obs	Q	A_{st}	ferrailage	$A_{adopté}$
En travées	57,47	0.057	SSA	0.953	4,68	3HA14	4,62
Aux appuis	83,43	0,182	SSA	0.934	6,61	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI.7 Ferrailage des poutres principales

❖ **Ferrailage des poutres secondaires :**

	M_{max}	μ	obs	Q	A_{st}	ferrailage	$A_{adopté}$
En travées	43.376	0.08	SSA	0.958	3.54	3HA14	4,62
Aux appuis	55.26	0.098	SSA	0.948	5.55	3HA14 +3HA12	8,01

Tableau VI.6 Ferrailage des poutres secondaires

Vérifications à l'ELU :

a) **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :**

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

$$A_{min} = 0.5\% bh.$$

1/poutre principal

$$A_{min}=0,005(30 \times 40)=6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12,63 > A_{min} \text{ cv}$$

2/poutre secondaire :

$$A_{min}=0,005(30 \times 35)=5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12,63 > A_{min} \text{ cv}$$

b) **Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b.$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right).$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Diamètre minimale : $\min\left[\frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10}\right] = \min[1.14; 1.2; 3]$
Soit $\emptyset_t = 8\text{mm}$ on choisi un cadre + un étrier

- **Poutres principales :**

$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (10 ; 14.4)$ soit $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• **Poutres secondaires :**

$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (8,75 ; 14.4)$ soit $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

On aura :

- $A_t = 0,003.S_t.b = 0,72 \text{ cm}^2$ en zone nodale

- $A_t = 0,003.S_t.b = 1,35 \text{ cm}^2$ en zone courante

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification aux Cisaillement.....BAEL 91 modifiée 99 (Art 5.1.1).

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ .

Donc soit à vérifier que : $\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$ (Pour la fissuration non préjudiciable)

❖ **Poutres principales :**

$T_u^{max} = 84,15 \text{ KN}$

$\tau = \frac{84,15 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37} = 0,76 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

❖ **Poutres secondaire :**

$T_u^{max} = 80,13$

$$\tau = \frac{80,13 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 0,83 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u^{max} \leq \overline{F}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99)}.$$

• Poutres principales :

$$T_u^{max} = 84,15 \text{ KN}$$

$$\overline{F}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 867 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 84,15 < \overline{F}_u^{max} = 867 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• Poutres secondaire :

$$T_u^{max} = 80,13 \text{ KN}$$

$$\overline{F}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 867 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 80,13 < \overline{F}_u^{max} = 867 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales : (BAEL91 modifiées 99 Art A5.1.32) :**

$$\left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un

effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

D'ou:

$$A_s \geq \frac{15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

• Poutres principales :

$$79,26 - \frac{64,59}{0.9 \times 0.37} = -196,17 < 0$$

• Poutres secondaire :

$$43,75 - \frac{63,19}{0.9 \times 0.32} = -196,85 < 0$$

⇒ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence(BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3)).

$$\tau_{se} \leq \bar{r}_{se}$$

$$\bar{r}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour l'acier HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec :

ΣU_i = Périmètre utile de l'acier.

• Poutres principales :

$$\Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 3.4 \times 14) = 131,88 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{64,59 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 131,88} = 2,01 \text{ Mpa} < \bar{r}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• Poutres secondaire :

$$\Sigma U_i = n\phi\pi = 3 \times 1.4 \times 63,20 = 131,88 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{63,20 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131,88} = 1,97 \text{ Mpa} < \bar{r}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec:

$$r_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

Pour

$$\phi = 14 : L_S = 49.38 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 : L_S = 42.33 \text{ cm}$$

✓ Calcul de la longueur d'ancrage : (Art A6.1 BAEL99) ;

La règle du BAEL99 Art A6.1 admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

Pour

$$\phi = 14 \quad L_S = 0.4 \times 49.38 = 19.752 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \quad L_S = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm}$$

Vérifications à L'ELS :

1/Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu-nuisible ,donc cette vérification n'est pas nécessaire .

2/ Etat limite de déformation (BAEL9 1 modifié 99 (Art B.6.5).

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- **Calcul de la flèche :**
 - **Sens (xx) :**

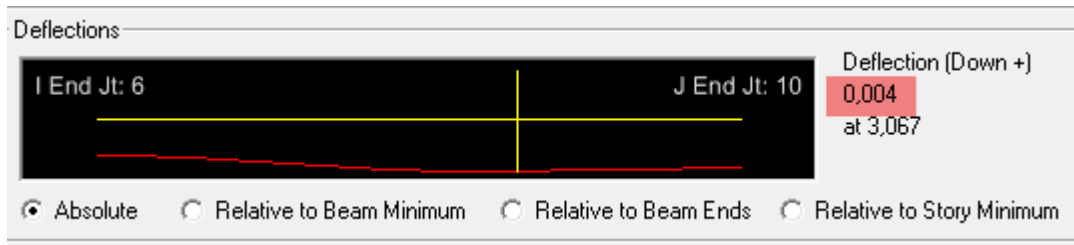


Figure VI-7 : vérification de la flèche sens x-x

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $\Rightarrow f = 0.004 \text{ m}$

$$f = 0.004 \text{ m} < \frac{470}{500} = 0.0094 \text{ cm}$$

Sens (yy) :

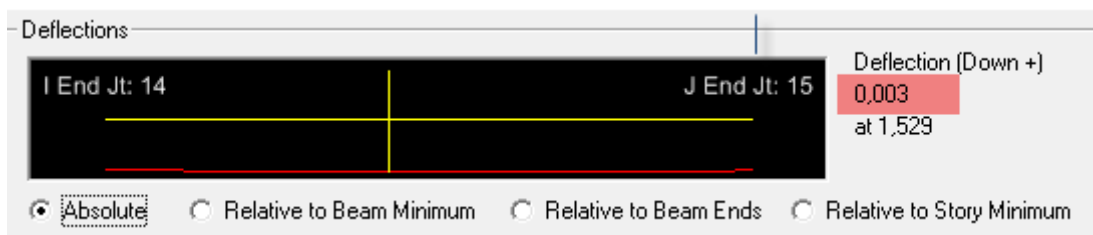


Figure VI-8 : vérification de la flèche sens y-y

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $\Rightarrow f=0.003$ m

$$f = 0.003 < \frac{350}{500} = 0.007 \text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée dans les deux sens

Vérification des contraintes :

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s=348$ MPa.

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc}=15$ MPa

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d} \begin{cases} k \\ \beta_1 \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Vérification de la contrainte dans le béton BAEL9 1 modifié 99 (Art A.4.5.2).

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau		M_s KNm	A_s (cm)	ρ_1	Q_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	Obs
PP (30x40)	Travée	33.027	4,62	0.720	0.877	26.32	155,60	5,91	15	CV
	Appui	47.162	8,01	0.959	0.863	18.78	143	7,61	15	CV
PS (30x35)	Travée	46.686	4,62	0.720	0.877	26,32	140,03	5,32	15	CV
	Appui	65.483	8,01	0.959	0.863	18,73	108.85	5,80	15	CV

Tableau VI.7 Vérification des contraintes à l'ELS

Ferrailage des voiles

VII-1) Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent « action climatique » ou aux séismes « action géologique », soumis a des forces verticales et horizontales .

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l’aide de la méthode des contraintes, Ils seront ferrailés en flexion composée de 3 types d’armatures :

- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures transversales

Les combinaisons d’actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

1,35G+1,5Q à L’ELU
 G+Q à L’ELS
 BAEL 91

G + Q ±E
 0,8 G ± E
 RPA99/ Version 2003

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

- Zone I : Du RDC au 2eme étage.
- Zone II : Du 3eme au 4ème.
- Zone III : 5ème au 6ème.

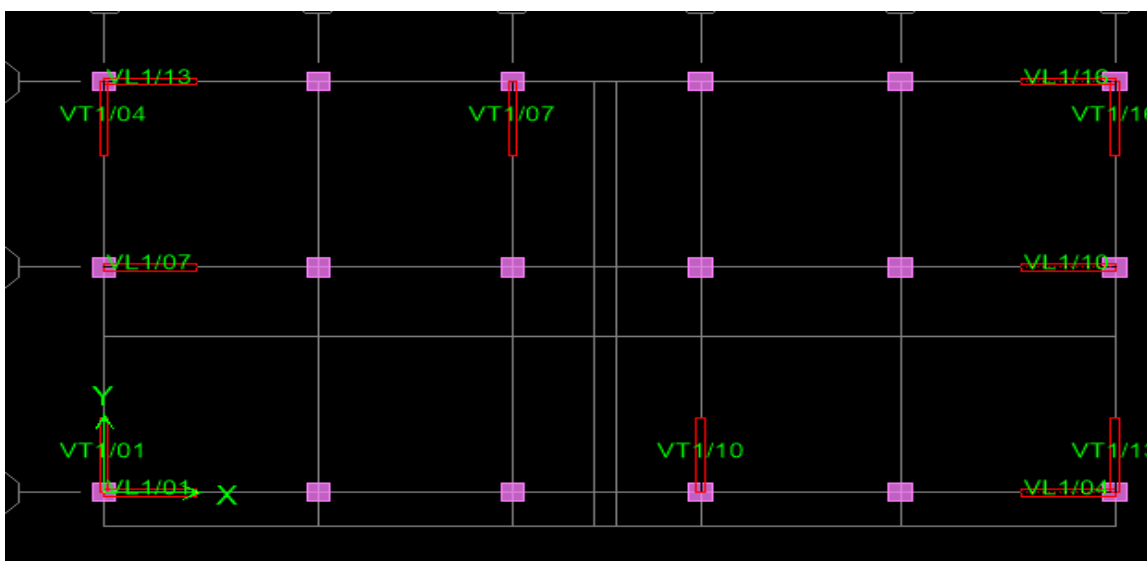


Fig VII-1) Disposition des voiles

Remarque : Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles ,a chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la Zone **IIa**

a) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

b) Exposition de la méthode :

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d, elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

VII-2) Armatures verticales :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec : $B = L \cdot e$

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

-Le calcul se sera pour des bandes de longueur « d », tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_2}{2}; \frac{2lc}{3}\right)$$

Lc : Longueur de la zone comprimée.

Lt : Longueur de la zone tendue.

he : hauteur d'étage

Avec : $L_t = L - L_c$

$$Et : L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{max}} \times L$$

On détermine les efforts agissant dans chaque bande « d » selon les cas suivants :

➤ **1^{er} Cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} - \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d.e$$

e : épaisseur du voile.

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

Avec :

A_{v1}, A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_t = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

➤ **2^{ème} Cas : Section entièrement comprimée (SEC) :**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} - \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d.e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - Bf_{bc}}{\bar{\sigma}_t}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - Bf_{bc}}{\bar{\sigma}_t}$$

Avec :

Av1 , Av2 : Sections d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_t = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{MPa}$$

➤ **3ème Cas : Section entièrement tendue (SET) :**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

VII-3) Sections d'armatures minimales :

La section d'armature verticale doit respecter les conditions suivantes :

a) Compression simple :

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$2\% \leq A_{min} \leq 5\%B$; B : section de béton comprimée .

b) Traction simple :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

le pourcentage minimales des armatures verticales de la zone tendue doit etre au moins égale à 2% de la section horizontale de la section de béton tendue.

VII-4) Armatures horizontales :

La section d'armature horizontale est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \text{ (BAEL)}$$

$$A_H \geq 0.15\%B \text{ (RPA99/version2003)}$$

$$A_H \geq \left(\frac{A_V}{4}; 0.15\%B\right) \dots \text{en zone totale}$$

$$A_h \geq 10 \% B \dots \dots \dots \text{En zone courante}$$

A_V : section d'armatures verticales adoptée

B : section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets de 135° ayant une longueur de $10\emptyset$, et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

VII-5) Armature de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII-6) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

VII-7) Les potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10.

VII-8) Dispositions constructives :

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5 e ; 30\text{cm}) \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

e : épaisseur de voile

- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur une longueur égale à 1/10 de la longueur du voile et ne doit pas dépasser une longueur de 15cm.
- ✓ Le diamètre des armatures verticales et horizontales respectivement ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur (e) du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40∅ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20∅ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

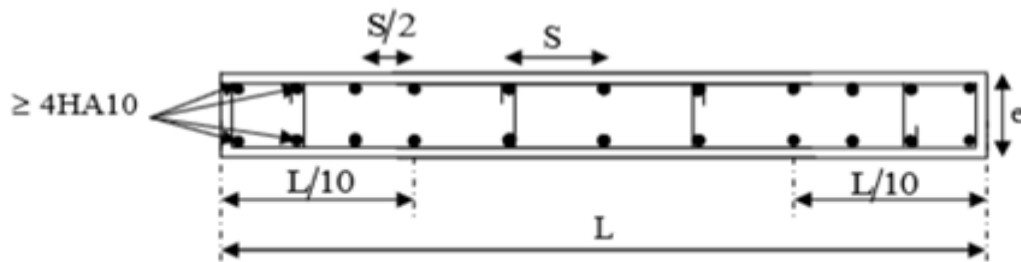


Fig. VII-8):Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII -9) Vérification à L'ELS :

a) La contrainte dans le béton

On doit vérifier que la contrainte de compression de béton soit inférieure de 15MPa. Pour cet état, on considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

N_s : effort normal appliqué

B : section de béton

A : section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$r_b \leq \bar{r}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

$$r_b = \frac{V}{b_0 d}$$

$$V = 1.4 T$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$r_b \leq \bar{r}_b$$

$$r_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec

r_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $r = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 MPa$

$$\bar{r}_u = 3.26 MPa$$

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone(I)

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 1,6m, e = 0,15 m, B = 0,24 m^2$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

$$\sigma_{\max} = 2523,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -686,33 \text{ KN/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} * L = \frac{2523,01}{686,33 + 2523,01} * 1,6 = 1,25 \text{ m}$$

➤ **Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 1,6 - 1,25 = 0,35 \text{ m}$$

• $d = L_t / 2 = 0,17 \text{ m}$

Détermination de N :

Pour la Zone tendu :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \Rightarrow \frac{\sigma_{\min} * (L_t - d)}{L_t} = 353$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = 422,89 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e = 140,89 \text{ KN}$$

Les sections d'armatures sont données par :

1^{ère} bande : $A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 12,15 \text{ cm}^2$

2^{ème} bande: $A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 4,042 \text{ cm}^2$

➤ **Les armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1.1 \frac{763,75 \times 1,4}{400} = 29,404 \text{ cm}^2.$$

Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right) \quad \text{Avec } B=dxe$$

$$A_{min} > \max(4.12 ; 1.18)$$

$$A_{min} = 4,12 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections Totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19,503 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 11,40 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

Ferailage adopté :

	Section total	Ferailage adoptée	Espacement
1 ^{ère} bande	$A_1 = 19,503 \text{ cm}^2$	2x7HA14= 21,55 cm^2	$S_t = 15 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 11,40 \text{ cm}^2$	2x7HA12= 15,84 cm^2	$S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures horizontales :

D'apres le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{19,053}{4} = 4,87 \text{ cm}^2$$

D'apres le RPA :

$$A_h \geq 0.15\%B \quad \text{tel que } B = L_{voile} \times e$$

$$A_h = 0,0015 \times 15 \times 160 = 3.6$$

On prend $A_h = 4.87 \text{ cm}^2$

soit donc 6HA12 = 6.78 cm^2 avec un espacement de 20cm

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min(1.5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **BAEL 91 :**

$$r_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.4 \times 1197.69}{0.2 (0.9 \times 2.5)} = 3.72 \text{ MPa}$$

$r_b = 3.72 \text{ MPa} \leq r = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

• **RPA99 révisé 2003 :**

$$r_u = \frac{T}{bd} = \frac{1197.69}{0.2 \times 0.9 \times 2.5} = 2.66 \text{ MPa}$$

$r_u = 2.66 \text{ MPa} \leq r = 3.26 \text{ MPa} = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

b) **Vérification de la contrainte du béton**

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} < 0.6 f_{c28}$

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} = \frac{3870.26}{0.5 + 15 \times 18.84} = 7.33 \leq 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Le ferrailage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

FERRAILLAGE DES VOILES VL1

	VoileVL1			
	zone	I	II	III
Caracteristiques géométriques	L(m)	1,6	1,6	1,6
	e(m)	0,15	0,15	0,15
	B(m ²)	0,24	0,24	0,24
	v=v'=L/2(m)	0,8	0,8	0,8
sollicitationscalcul	Nmax(KN)	3370,8	2511,58	1191,41
	Nmin (KN)	-166,65	-190,37	394,32
	M(KNm)	957,645	934,61	570,512
	Nser(KN)	1975,99	1650,1	868,59
	T(KN)	763,75	611,67	377,41
	σmax(KN/m ²)	9277,23	7523,93	1843,97
	σmin(KN/m ²)	-7176,76	-5133,94	-803,04
	naturedelasection	SPC	SPC	SPC
	Lt(m)	1,015	1,070	1,254
	Lc(m)	0,785	0,730	0,546
	d1=d2(cm)	0,393	0,365	0,273
	σ1(KN/m ²)	3588,380	2566,970	401,520
	N1 (KN)	422,590	210,832	24,667
	N2(KN)	140,863	70,277	8,222
	Av1(cm ²)	12,143	6,058	0,709
	Av2(cm ²)	4,042	2,019	0,236
section minimale	Amin(cm ²)	4,12	3,738	2,048
	Avj (cm ²)	29,404	23,549	14,530
	A1=Av1+Avj/4(cm ²)	19,494	11,946	4,341
	A2=Av2+Avj/4(cm ²)	11,399	7,907	3,869
Choix par nappe	bande 1	2x5HA14=15,39cm²	2x5HA14=15,39cm²	2x5HA14=15,39cm²
	bande2	2x6HA12=13,56cm²	2x6HA12=13,56cm²	2x6HA12=13,56cm²
Espacement	bande 1	10 cm	10 cm	10 cm
	bande2	20 cm	20 cm	20 cm
Armatureshorizontales /nappe	Av/4	4,87	2,99	1,09
	0,15%B	1,178	1,095	0,819
	Ah	4,87	2,99	1,09
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdescontraintes	ζb=5	1,941	1,555	0,959
	ζu=3,25	1,387	1,111	0,685
	σbc=15	4,973	4,620	1,979

FERRAILLAGE DES VOILES VT1

	VoileVT1			
	zone	I	II	III
Caracteristiques géométriques	L(m)	1,6	1,6	1,6
	e(m)	0,15	0.15	0.15
	B(m ²)	0.24	0.24	0.24
	v=v'=L/2(m)	0,8	0,8	0,8
sollicitationsdecalcul	Nmax(KN)	3370,8	2511,58	1523,01
	Nmin (KN)	-166,65	-190,37	189,55
	M(KNm)	1107.125	876.308	400,34
	Nser(KN)	2563.2	2137.53	1108.87
	T(KN)	895,13	806.80	489.01
	σmax(KN/m ²)	9425.62	7593	2120.9
	σmin(KN/m ²)	-6647.08	-4519,03	-1381.7
	naturedelasection	SPC	SPC	SPC
	Lt(m)	1,015	1,070	1,22
	Lc(m)	0,785	0,730	0,546
	d1=d2(cm)	0,414	0,365	0,273
	σ1(KN/m ²)	3323.540	2566,970	401,520
	N1 (KN)	412.38	189.67	61.33
N2(KN)	137.44	63.20	20.04	
	Av1(cm ²)	11.85	5.45	1.76
	Av2(cm ²)	3.95	1.81	0.58
	Amin(cm ²)	4.136	2,738	2,048
	Avj (cm ²)	34.46	23,549	14,530
	A1=Av1+Avj/4(cm ²)	20.46	13.22	4,341
	A2=Av2+Avj/4(cm ²)	12,56	9.58	5.29
choix parnappe	bande 1	2x5HA14=15,39cm²	2x5HA14=15,39cm²	2x5HA14=15,39cm²
	bande2	2x6HA12=13,56cm²	2x6HA12=13,56cm²	2x6HA12=13,56cm²
Espacement	bande 1	10 cm	10 cm	10 cm
	bande2	20 cm	20 cm	20 cm
Armatureshorizontal es/nappe	Av/4	4,87	2,99	1,09
	0,15%B	1,178	1,095	0,819
	Ah	4,87	2,99	1,09
	Choix	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
verificationdescontrainte	ζb=5	1,941	1,555	0,959
	ζu=3,25	1,387	1,111	0,685
	σbc=15	4,973	4,620	1,979

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa Fondation :

- ✓ Un effort normal: charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- ✓ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✓ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans

On distingue deux types de Fondation :

❖ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous mur.
- ✓ Les semelles continues sous poteaux.
- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux.
- ✓ Les puits.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes : $1.35G + 1.5Q$ A l'ELU

$$G + Q \pm E$$
$$G \pm E$$

(Article 10.1.4.1 du RPA 99)

Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- 1-La nature de l'ouvrage à fonder
- 2-La nature du terrain et sa résistance.
- 3-La Profondeur du bon sol
- 4-Le tassement du sol
- 5-La raison économique

•Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles isolées, semelle filante ou bien le radier générale, en fonction des résultats du dimensionnement on Adoptera le type de semelle convenable.

Étude du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Vu que le rapport de sol ne nous a pas été donné, on prend la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

Dimensionnement :

a) Semelles isolé sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «Nser » qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

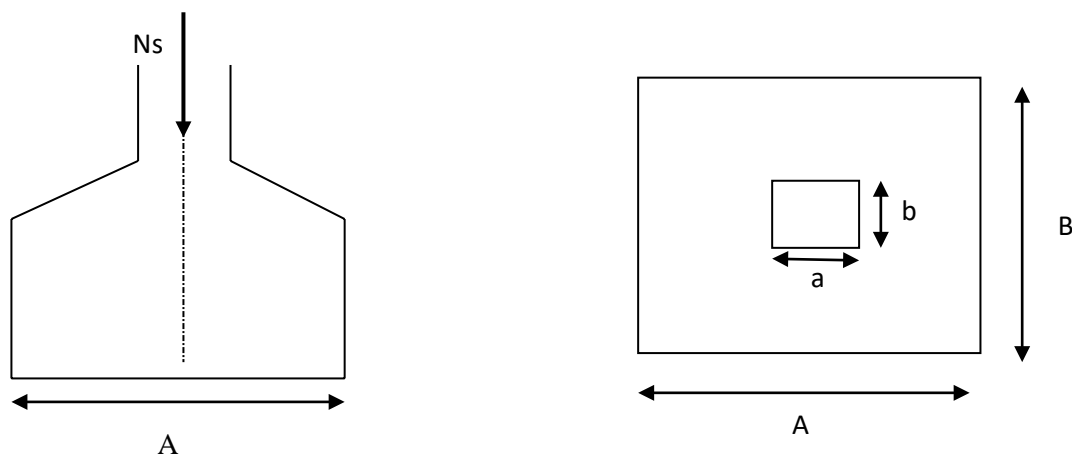


Figure VII. 1 : Semelle isolée

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$ (poteaux carré)

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol}}}$ avec: $N_{ser} = 816,15 / \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

A=B=2m

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Ns}{S} = \frac{G+Q}{BL} \implies B \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol} L}$$

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

sol : Contrainte admissible du sol

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VL1	1975,98	1,6	1,90546786	3,0487
VL2	1303,48	1,6	1,90546786	3,0486
VL3	663,332	1,6	1,69092143	2,7055
VL4	587,15	1,6	2,76388333	4,4222
VL5	694,635	1,6	2,44645833	3,3142
VL6	571,56	1,6	2,48083929	3,9694
				20,4992

Tab VII. 1 -Surface de semelle filante sous voiles sens longitudinal

voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VT1	2563,2	1,6	1,30498158	2,0879
VT2	929,44	1,6	1,30224211	2,0835
VT3	490,4	1,6	1,26196125	2,0192
VT4	1008,705	1,6	1,26088125	2,0174
VT5	573,864	1,6	1,30423636	2,0867
VT6	633,988	1,6	1,44088182	2.3180
				12,6128

Tableau VII. 2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_v = \sum S_i = 20,4992 + 12,6128 = 33,112 \text{ m}^2$$

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 33,112 m²**

2. Semelles filantes sous poteaux :

Etape de calcul :

- ✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e < \frac{L}{6}$: Répartition trapézoïdale.
 - $e > \frac{L}{6}$: Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{3.e}{L} \right)$$

poteaux	N _{ser} (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _{ser} .e _i
1	652,6	-9,55	-9,325	-6085,495
2	477,66	6,32	-5,625	-2686,838
3	604,56	-5,205	-1,125	-680,13
4	642,58	-3,82	1,825	1172,7085
5	473,87	5,711	5,825	2760,2928
6	406,67	5,282	9,325	3792,1978
somme	3257,94	-1,262	/	-1727,264

Tableau .VII. 3:Résultante des charges sous poteaux

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3257.94 \text{ kN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = \frac{L}{6} = \frac{19,05}{6} = 3,175 \text{ m}$$

Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i x_i + \sum M_i}{R} = -0,53$$

On a : $e_i = -0.53 \text{ m} < e = 3.175 \text{ m} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{3257.94}{19,05} \left(1 + \frac{6 \times (-0,53)}{19,05} \right) = 142,47 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{3257.94}{19,05} \left(1 - \frac{6 \times (-0,53)}{19,05} \right) = 199,5647 \text{ KN/m}$$

Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{156,74}{200} = 0,784 \text{ m} ; \text{ on prend } B = 1 \text{ m}$$

Nous aurons

➤ La surface totale sous poteaux notée Sp :

$Sp = B \times l \times n$ avec n : nombre de portique dans le sens considéré.

$$Sp = 95,25 \text{ m}^2$$

- la surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$St = Sp + Sv = 95,25 + 33,112 = \mathbf{128,37 \text{ m}^2}$$

- La surface totale du bâtiment Sbat :

$$Sbat = 17,80 \times 10,40 = \mathbf{185,12 \text{ m}^2}$$

- ❖ Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{St}{Sbat} = \frac{128,37}{185,12} = \mathbf{69,35 \%}$$

Conclusion :

Le rapport surface semelles filantes / surface totale de bâtiment est **69,35 %** ce qui présente un risque de chevauchement des semelles .donc les semelles filante ne sont pas adoptées.

D'où la nécessité de penser à un radier général.

Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un Plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal.
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- ✓ Facilité de coffrage.
- ✓ Rapidité d'exécution.

-Pré dimensionnement du radier :

Epaisseur du radier (nervures) :

La nervure du radier doit avoir une hauteur ht égale à

$$\mathbf{hn} \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend : } \mathbf{hn} = 45 \text{ cm}$$

Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq \mathbf{hn} \leq \frac{L_{max}}{5} \Leftrightarrow 56,25 \leq \mathbf{hn} \leq 90 \text{ cm}$$

On prend **hn = 90 cm**

❖ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot L}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \text{ Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K=40\text{MPa}$) pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E=3700 \cdot \sqrt[3]{f_c} = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,75\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,97\text{m} \implies \mathbf{hn = 100 \text{ cm}}$$

Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$hd \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25 cm.}$$

$$hd \geq \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm}$$

On prend **hd = 30 cm**

Epaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$9 \leq ht \leq 11,25\text{cm} \text{ Soit } \mathbf{ht = 10 \text{ cm}}$$

Largeur de la nervure :

$$0.4 \times hn \leq bn \leq 0.7hn \implies 40 \leq bn \leq 70 \text{ cm}$$

On opte pour **bn = 50 cm**

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions du radier sont:

La hauteur de la nervure suivant les deux sens : **hn=100 cm**

Largeur de la nervure : **bn =50 cm**

La hauteur de la dalle du radier : **hd =30 cm**

Dalle flottante : **ht = 10 cm**

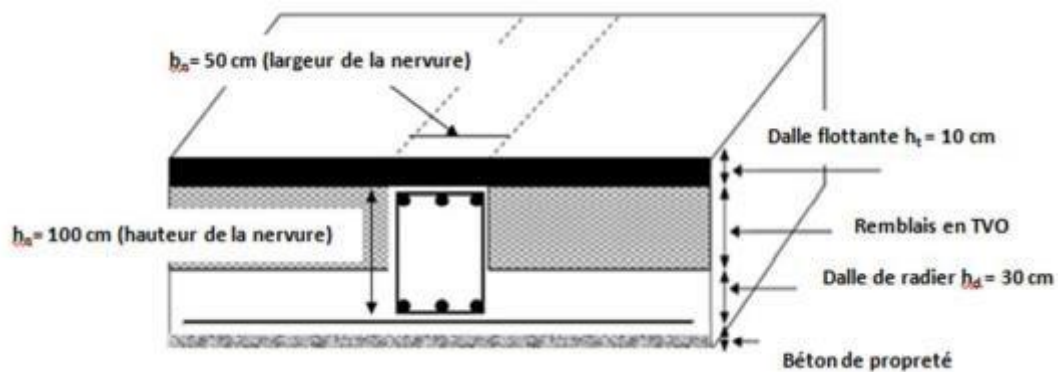


Figure VII. 2 : La coupe verticale du radier.

2- Détermination des efforts :

- **Charges revenant à la superstructure :**

$G = 150045,86 \text{ KN}$

$Q = 3060,63 \text{ KN}$

- **Combinaison d'action :**

L'ELU : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 24847,506 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 18065,50 \text{ KN}$

- **Détermination de la surface du radier :**

L'ELU : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{24847,506}{1,33 \times 200} = 93,41 \text{ m}^2$

L'ELS : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sd}} = \frac{18065,50}{200} = 67,91 \text{ m}^2$

D'où : $S_{\text{radier}} = \max \{ 93,41 ; 67,91 \} = 93,41 \text{ m}^2$

$S_{\text{bâtiment}} = 185,12 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 93,41 \text{ m}^2$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles du BAEL nous imposent un débord minimal :

$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$

On opte pour un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

La surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$

$S_{\text{rad}} = (185,12) + [(10,4 + 1,00) \times 0,5 + (26 \times 0,5)] \times 2 = 237,80 \text{ m}^2$

➤ **Calcul des sollicitations à la base de radier :**

Poids du bâtiment : $W_{\text{bâtiment}} = 15616,98 \text{ KN}$

- **Poids du radier :**

$G_{\text{radier}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$

- Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$P_{\text{dalle}} = (237,80 \times 0,3) \times 25 = 1783,425 \text{ KN}$

- Poids de la nervure : $P_n = [b_n \times (h_r - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)] \times \rho_b$

$P_n = [(0,45 \times (1 - 0,3) \times (27 \times 4 + 11,4 \times 7))] \times 25 = 1381,97 \text{ KN}$

- Poids de T.V.O = $[(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_{\text{TVO}}$

$P_{\text{T.V.O}} = [(237,80 - 55,25) \times (1,0 - 0,3)] \times 17 = 2171,88 \text{ KN}$

- Poids de la dalle flottante : $P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_b$

$P_{dalle\ flottante} = (237,80 - 55,27) \times 0,10 \times 25 = 456,27\text{ KN}$

$G_{radier} = 1783,425 + 1381,97 + 2171,88 + 456,27 = 5793,55\text{ KN}$

La charge d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 3060,63\text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = \text{surface de radier} \times \text{surcharge d'exploitation du RDC}$

$Q = 237,80 \times 2,5 = 594,47\text{ KN}$

Poids total de la structure :

$G_{total} = G_{radier} + G_{bat} = 5793,55 + 15004,86 = 20798,41\text{ KN}$

$Q_{total} = Q_{radier} + Q_{bat} = 594,47 + 3060,63 = 3655,105\text{ KN}$

• **Combinaison d'action :**

L'ELU : $N_u = 1,35 G_{tot} + 1,5 Q_{tot} = 33560,511\text{ KN}$

L'ELS : $N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 24453,515\text{ KN}$

3- Vérification :

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $r_u \leq \bar{r}_u$

Avec : $r_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$

Avec : $b = 1\text{ m}$; $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 27\text{ cm}$

$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$

$T_u^{max} = \frac{33560,511 \times 1 \times 4,85}{237,80 \times 2} = 341,55\text{ KN}$

$r_u = \frac{341,55}{1 \times 0,27} = 2215\text{ KN/m}^2 = 1,265\text{ MPa}$

$r_u < \bar{r}_u$Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

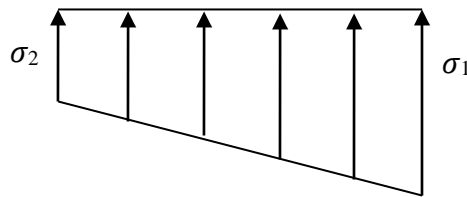


Fig VIII.1-Diagramme des contraintes

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,525m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,725m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{27 \cdot 11,4^3}{12} = 3333,47 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{11,4 \cdot 27^3}{12} = 18698,85 \text{ m}^4$$

- Calcul des moments:

$$M_{xx} = 3672,719 + 1638,28 \times 1 = 5310,999 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 2873,055 + 1654,80 \times 1 = 4527,855 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{Srad} + \frac{Mxx}{Iyy} \cdot V = \frac{84054,62}{333,80} + \frac{5310,999}{18698,85} \cdot 13,5 = 255,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{Srad} - \frac{Mxx}{Iyy} \cdot V = \frac{84054,62}{333,80} - \frac{5310,999}{18698,85} \cdot 13,5 = 247,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 255,65 + 247,98}{4} = 253,73 \text{ KN/m} < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{Srad} + \frac{Mxx}{Iyy} \cdot V = \frac{60857,38}{333,80} + \frac{5310,999}{18698,85} \cdot 13,5 = 186,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{Srad} - \frac{Mxx}{Iyy} \cdot V = \frac{60857,38}{333,80} - \frac{5310,999}{18698,85} \cdot 13,5 = 178,48 \text{ KN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 186,15 + 178,48}{4} = 184,23 \text{ KN/m} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{Srad} + \frac{Myy}{Ixx} \cdot V = \frac{84054,62}{333,80} + \frac{4527,855}{3333,47} \cdot 5,75 = 259,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{Srad} - \frac{Myy}{Ixx} \cdot V = \frac{84054,62}{333,80} - \frac{4527,855}{3333,47} \cdot 5,75 = 244 \text{ KN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 259,62 + 244}{4} = 255,715 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{Srad} + \frac{Myy}{Ixx} \cdot V = \frac{60857,38}{333,80} + \frac{4527,855}{3333,47} \cdot 5,75 = 190,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{Srad} - \frac{Myy}{Ixx} \cdot V = \frac{60857,38}{333,80} - \frac{4527,855}{3333,47} \cdot 5,75 = 174,51 \text{ KN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 190,13 + 174,51}{4} = 186,225 \text{ KN/m} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \text{Condition vérifiée}$$

Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié

99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} cas : Si $\rho < 0,4$: le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} cas : Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnée par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque:

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

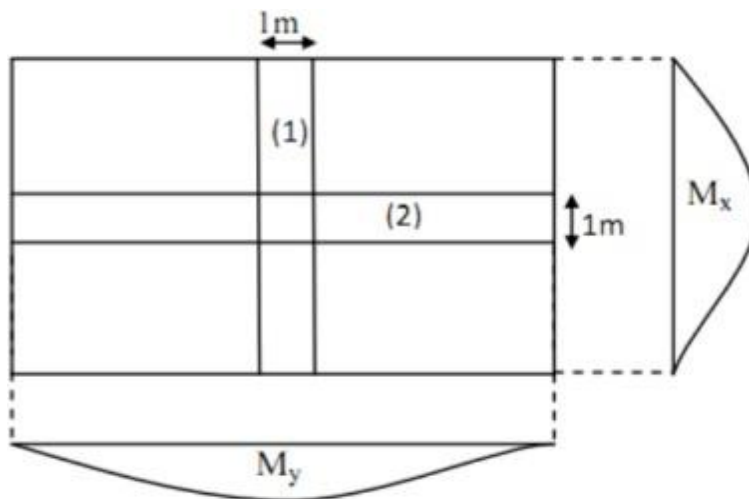
Indentification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3,70\text{m} ; L_y = 4,85\text{m}$$

$$0,4 \leq \frac{3,7}{4,85} = 0,76 \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m \text{ (ELU)} - \frac{G \text{ rad}}{S \text{ rad}} = 164.59 - \frac{5793.55}{237.79} = 140.22 \text{ kN/ml}$$

L'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m \text{ (ELS)} - \frac{G \text{ rad}}{S \text{ rad}} = 141.57 - \frac{5793.55}{237.79} = 117.20 \text{ kN/ml}$$

• **Calcul à L'ELU:**

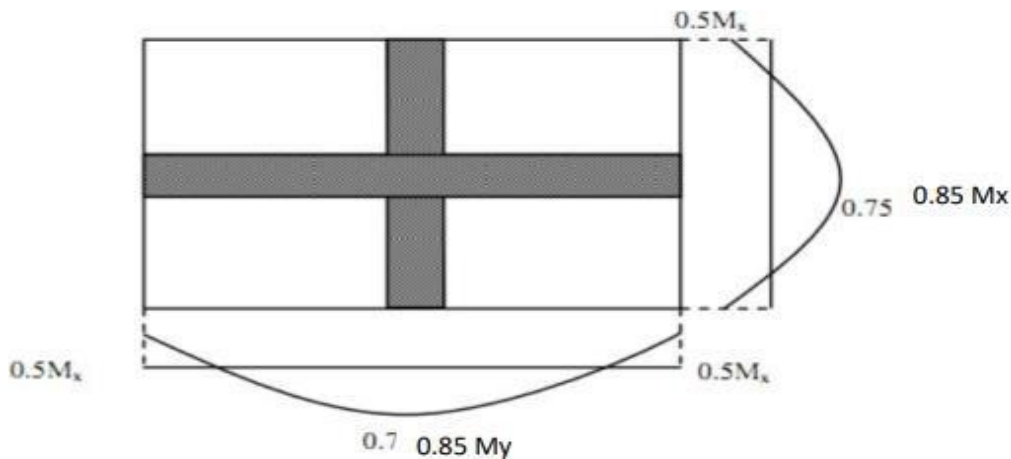
$q_u = 231,49 \text{ KN/m}^2$ avec : $\rho = 0,8$ $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{array} \right.$

Calcul des moment M_{0x} et M_{0y} :

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,052 \times 140.22 \times (3,7)^2 = 102.67 \text{ KN.m}$
 $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,667 \times 102,67 = 61.08 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,3) aux appuis de rive et (0,5) aux appuis intermédiaire et de (0,85) en travée.



- Ferrailage dans le sens x-x :

✓ **Aux appuis :**

$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 102.67 = 51,33 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,33 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,0046 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,0046$; $\beta = 0,998$

$$A_{sa} = \frac{Ma}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{51,33 \times 10^5}{0,951 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 5,28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA16 = 8,04 cm²** .

✓ **En travée :**

$M_t = 0,85 M_{ox} = 0,75 \times 102,67 = 87,27 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87,27 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,008 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,008$; $\beta = 0,996$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{87,27 \times 10^5}{0,924 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 8,99 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA20 = 12,56 cm²**

- Ferrailage dans le sens y-y :

✓ **Aux appuis :**

$M_a = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 61,08 = 30,54 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30,54 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,0027 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,0027$; $\beta = 0,999$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{30,54 \times 10^5}{0,968 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA14 = 6,15 cm²**

✓ **En travée :**

$M_t = 0,85 M_{oy} = 0,85 \times 61,08 = 51,92 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,92 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,0047 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,0047$; $\beta = 0,998$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{51,92 \times 10^5}{0,951 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 5,34 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA14 = 6,15 cm²**

Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures aux appuis le lit inférieur.

Vérfications à l'ELU :

➤ **Vérfication de la condition de non fragilité :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 \cdot \rho)}{2} \quad ; \quad \omega_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \quad ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400
 h: la hauteur de la dalle
 b : 100cm (bande de 1m)

Sens x-x :

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,84}{2}\right) = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12,58 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{min} = \omega_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérfication des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \text{On prend } St = 25\text{cm}$$

Sens y-y :

$$St \leq \min \{4h; 40\text{cm}\} = \min \{120; 40\text{cm}\} = 40\text{cm} \quad \text{On prend } St = 25\text{cm}$$

➤ **Vérfication de la contrainte de cisaillement :**

Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{4398,31}{3 \times 4,75} = 308,65 \text{ KN} \quad ; \quad \text{avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 4398,31 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times ly + lx} = \frac{4398,31}{2 \times 4,75 + 4} = 325,8 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{r}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_c 28}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$r_u = \frac{325,8 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 1,21 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à L'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{4,85} = 0,76 ; \nu = 0,2 \quad \mu_x = 0,0632 ; \mu_y = 0,710$$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0632 \times 162,003 \times (3,7)^2 = 95,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,710 \times 95,99 = 68,16 \text{ KN.m}$$

Correction des Moments :

Sens x-x :

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 95,99 = 47,99 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 95,99 = 81,60 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 68,16 = 34,08 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 68,16 = 57,94 \text{ KN.m}$$

Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise a une charge uniformément Repartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande d'un mètre **1m** de longueur

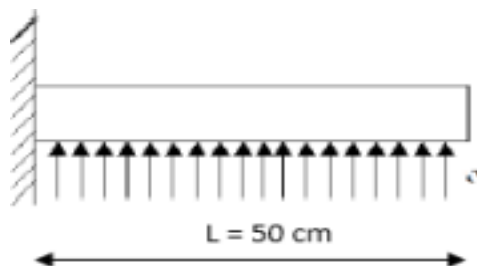


Figure VII. 5 : Schéma statique du débord.

A L'ELU : $M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = \frac{-140,22 \times 0,5^2}{2} = -17,53 \text{ KN/m}$

A L'ELS : $M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = \frac{-117,20 \times 0,5^2}{2} = -14,65 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul des armatures :**

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 28 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,53 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14,2} = 0,0260 < 0,392 \implies \text{SSA}$

$\mu = 0,0047 \implies \beta = 0,987$

$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,53 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2$

Soit $A = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis

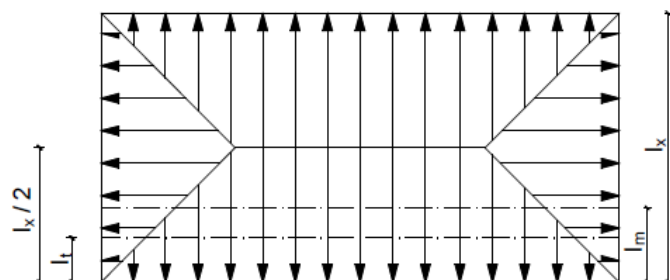
Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Charge trapézoïdale :

$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho x}{2}\right)$

$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho x}{4}\right)$



Charge triangulaire :

$$lm=0,333lx$$

$$lt=0,25lx$$

Fig VIII.2-Répartition trapézoïdale

Chargement simplifié :

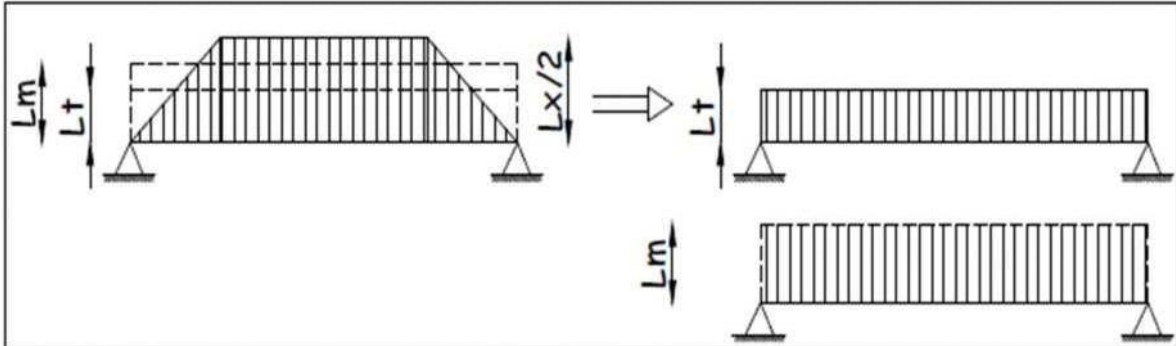


Fig VIII.3-Repartions des charges.

❖ Calcul des armatures :

- Sens longitudinale « x-x »

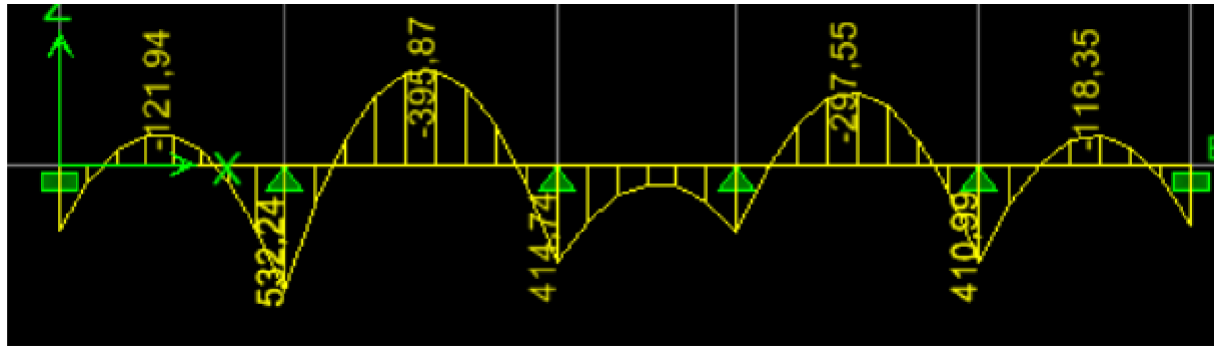


Figure VII. 8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

$$M_a^{max} = 532,24 \text{ KN.m} ; M_t^{max} = 395,87 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis:

$$\mu = \frac{\frac{M_a^{max}}{a}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{532,24 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_a = \frac{\frac{M_a^{max}}{a}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{532,24 \times 10^3}{0,959 \times 98 \times 348} = 16,27 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 6HA16 + 6HA14 = 21,39 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 5 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{395,87 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14,2} = 0,05 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,05 \implies \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{\frac{max}{a} M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{395,87 \times 10^3}{0,959 \times 98 \times 348} = 11,91 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Sens transversale «y-y» :**

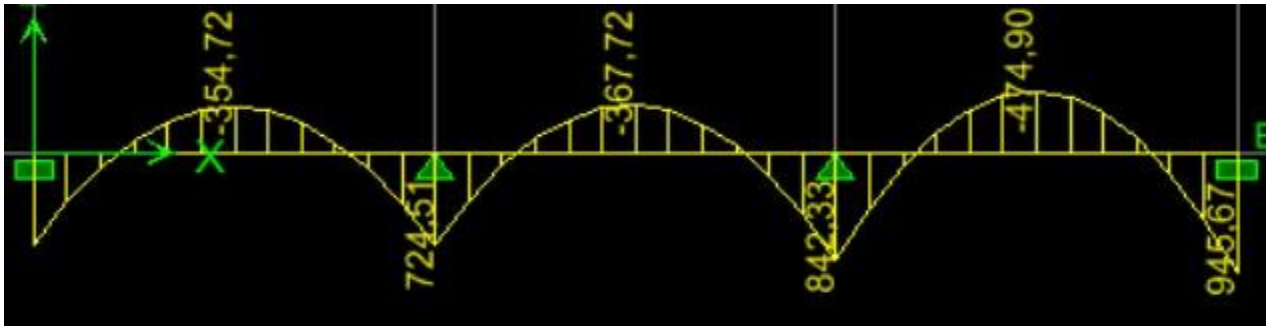


Figure VII. 16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

$$M_a^{max} = 945,67 \text{ KN.m} ; M_t^{max} = 474,90 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{\frac{max}{a}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{945,67 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14,2} = 0,138 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,138 \implies \beta = 0,925$$

$$A_a = \frac{\frac{max}{a}}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{945,67 \times 10^3}{0,925 \times 98 \times 348} = 29,97 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 6HA20 + 6HA16 = 30,91 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 5 \text{ cm}$.

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{474,90 \times 10^3}{50 \times 98^2 \times 14,2} = 0,069 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,069 \implies \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{\frac{max}{a} M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{474,90 \times 10^3}{0,965 \times 98 \times 348} = 14,43 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens x-x	Sens y-y
appuis	6HA16+6HA14 = 21,39 cm^2	6HA20+6HA16 = 30,91 cm^2
travée	6HA16 = 12,06 cm^2	6HA20 = 18,85 cm^2

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad ; \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des armatures :**

D'après le RPA (**Art 7.5.2.2/RPA2003**), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

• **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \{ 25 \text{ cm} ; 12 \} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

Avec ϕ_l le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

• **Zone courante:**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $St = 20 \text{ cm.}$

Armatures transversales minimales :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0,003. St. B$$

✓ **En zone nodale**

$$A_{min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$A_{min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau Nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ ml} \times 1} = 3 \text{ cm}^2 \implies \text{Soit } A_p = 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 97 \times 2.1}{400} = 5,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,86 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

}

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens x-x : $T_u = 531,39 \text{ Kn}$

$$\tau = \frac{531,39 \times 1000}{500 \times 970} = 1,09 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y : $T_u = 662,85 \text{ Kn}$

$$\tau = \frac{662,85 \times 1000}{500 \times 970} = 1,36 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times \sum U_i} < \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour l'acier HA.

$\sum U_i = n \phi \pi$ La somme des périmètres utiles pour les barres .

Avec

ϕ : diamètre maximale des armatures transversales.

n : Le nombre de barres longitudinales de la nervure transversale.

- **Nervure transversale :**

$$\tau_u = \frac{662,85 \times 10^3}{0,9 \times 980 \times 314} = 2,42 \text{ MPa} < \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

- **Nervure longitudinale :**

$$\tau_u = \frac{531,39 \times 10^3}{0,9 \times 980 \times 314} = 1,93 \text{ MPa} < \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Donc : il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

Vérification à L'ELS :

- Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa} \text{ dans le cas de la fissuration préjudiciable.}$$

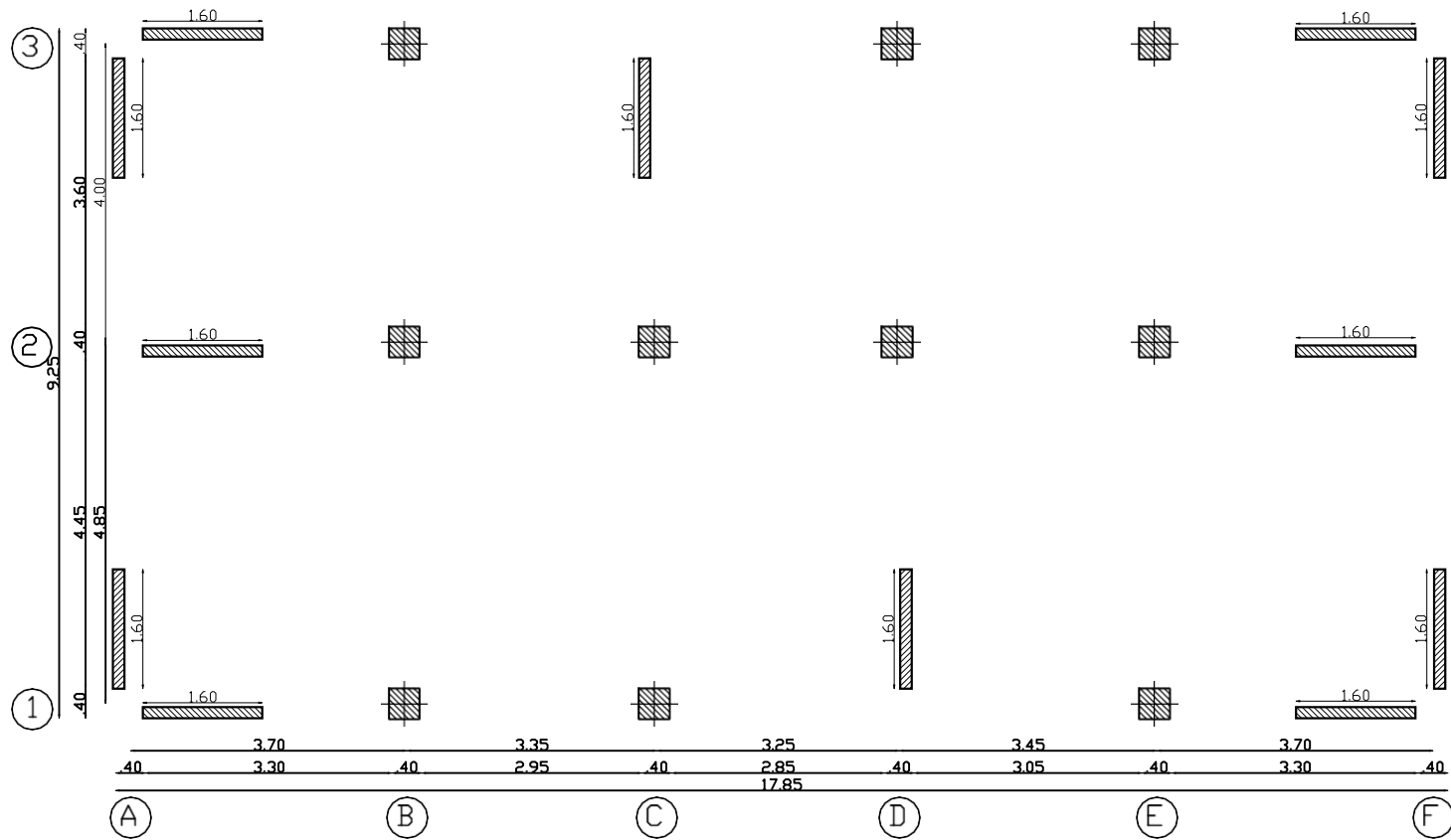
Avec : $n = 1,6$ pour les HA > 6mm

Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

		Ms (KN.m)	As cm ²	ρ	K1	β	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _b	σ	Obs.
Sens XX	Travée	237.86	12.29	0.250	47.50	0.920	214.66	348	4.51	15	CV
	Appuis	349.59	12.06	0.246	48.29	0.921	321.11		6.64		CV
Sens YY	Travée	331.76	30.91	0.630	27.73	0.883	124.03		4.47		CV
	Appuis	660.58	18.85	0.384	37.08	0.904	395.55		10.66		CV

Tableau VII. 15 : Calcul des contraintes



Disposition des voiles

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

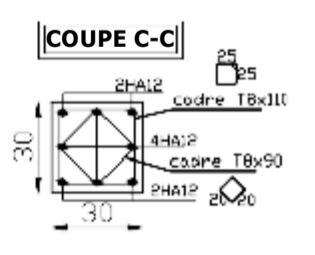
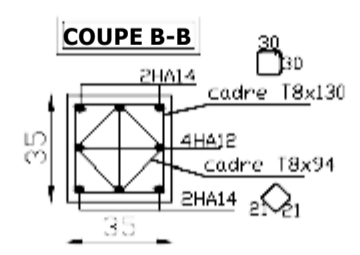
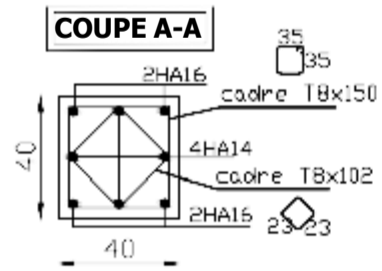
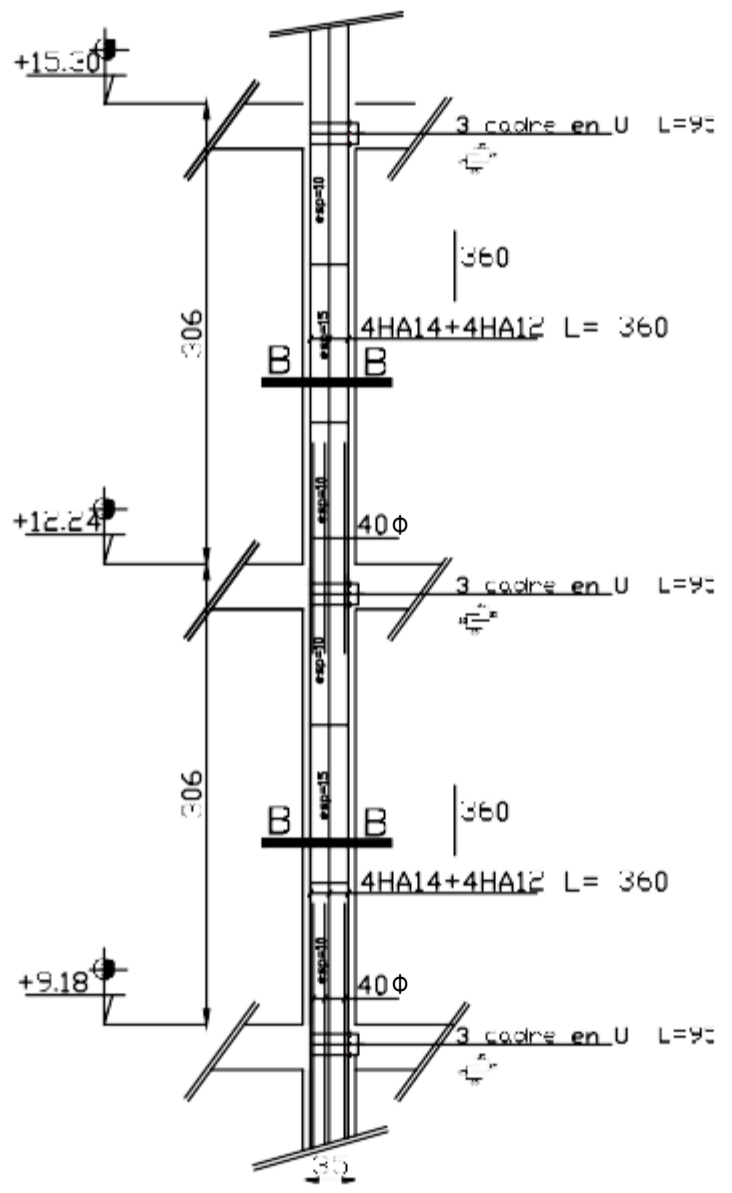
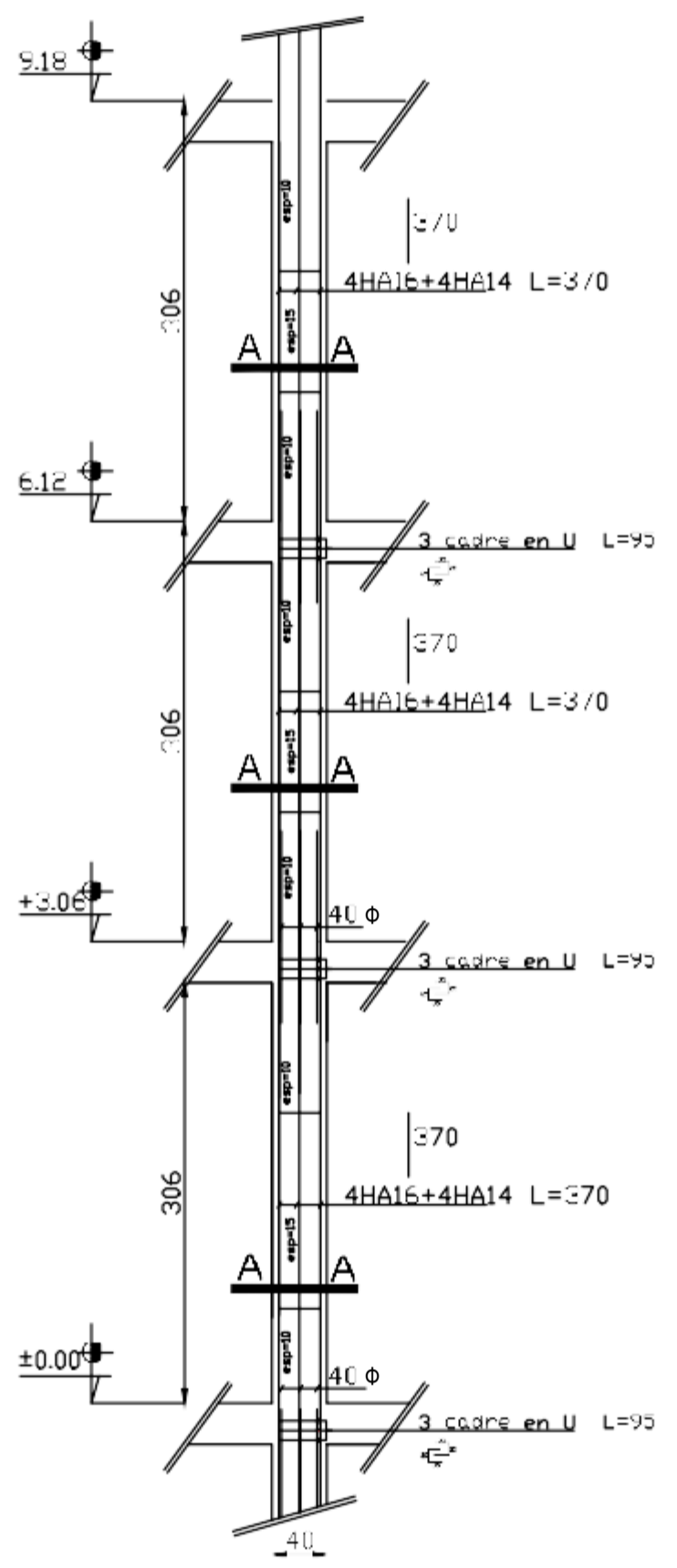
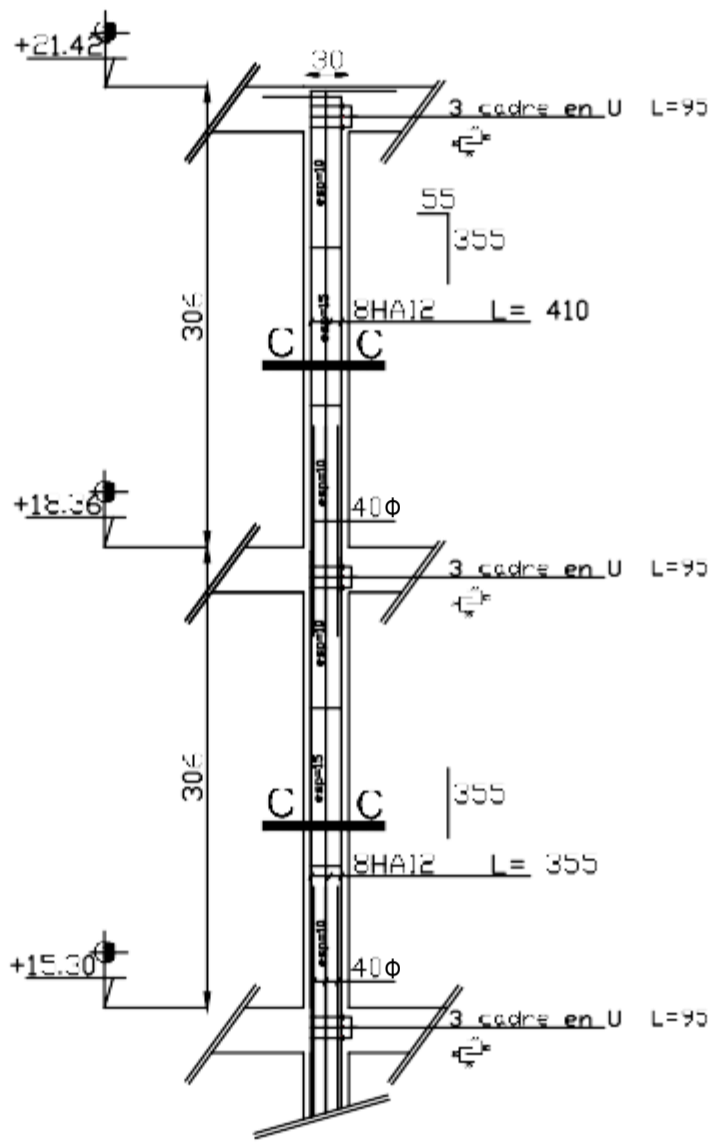
Dirigé par:
Mr:GHOULEM
Etudié par:
Mr:MEZIANI Said
Mr:BEN LALLI Hend

Titre:
Disposition des voiles

Echelle: 1/50

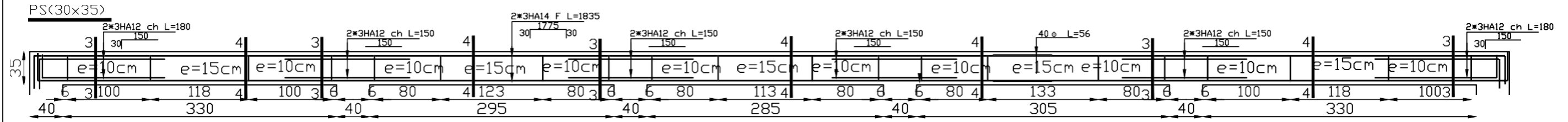
Plan N°:08

Promotion: 2021

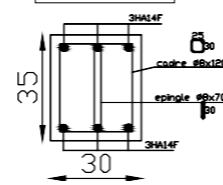


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mr:GHOULEM	Titre: Plan ferrailage des poteaux	Echelle: 1/25
Etudié par: Mr:MEZIANI Said Mr:BEN LALLI Hend		Planche N°:10
		Promotion: 2021

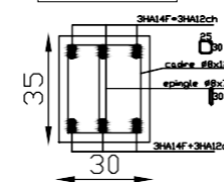
POUTRE SECONDAIRE (30x35)



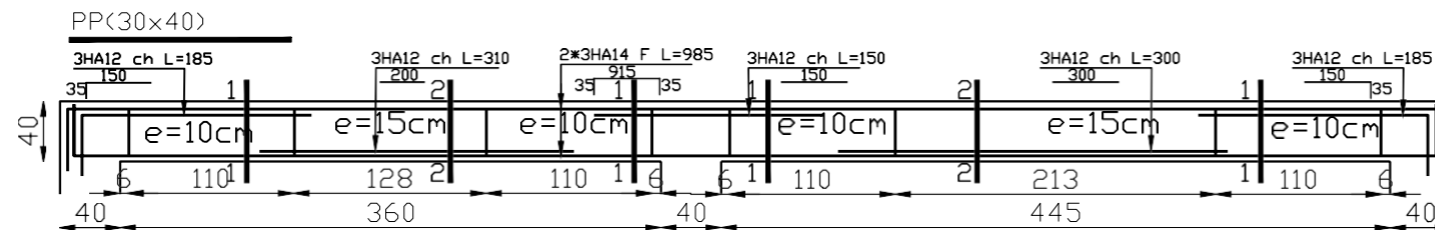
COUPE 4-4



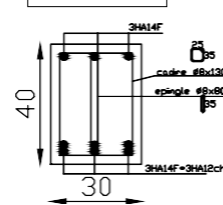
COUPE 3-3



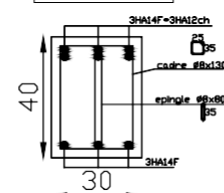
POUTRE PRICIPALE (30x40)



COUPE 2-2



COUPE 1-1



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

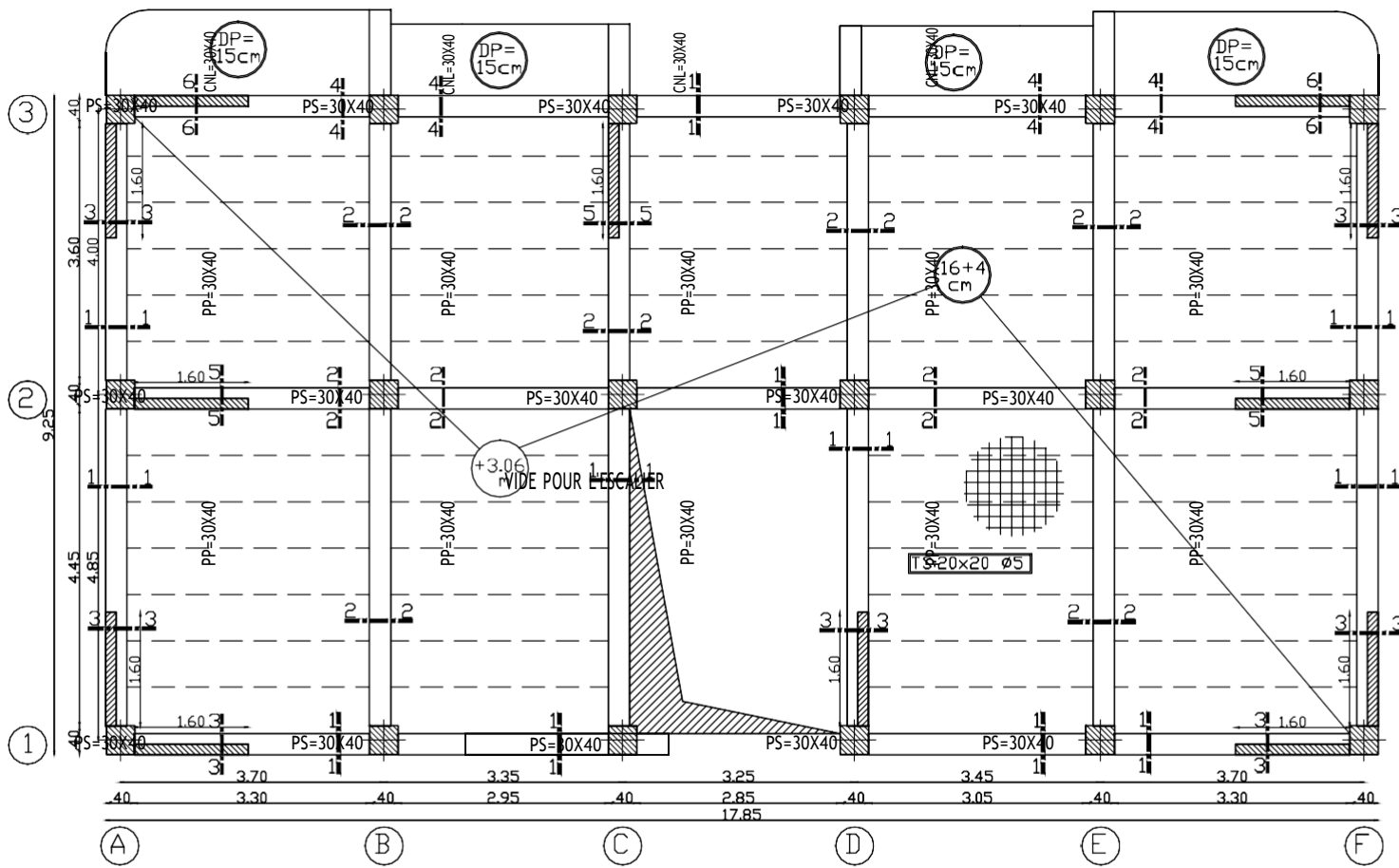
Dirigé par:
Mr:GHOULEM
Etudié par:
Mr:MEZIANI Said
Mr:BEN LALLI Hend

Titre:
Plan ferrailage des poutres

Echelle: 1/25

Planche N°:11

Promotion: 2021



PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT

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

Dirigé par:
 Mr:GHOULEM

Etudié par:
 Mr:MEZIANI Said
 Mr:BEN LALLI Hend

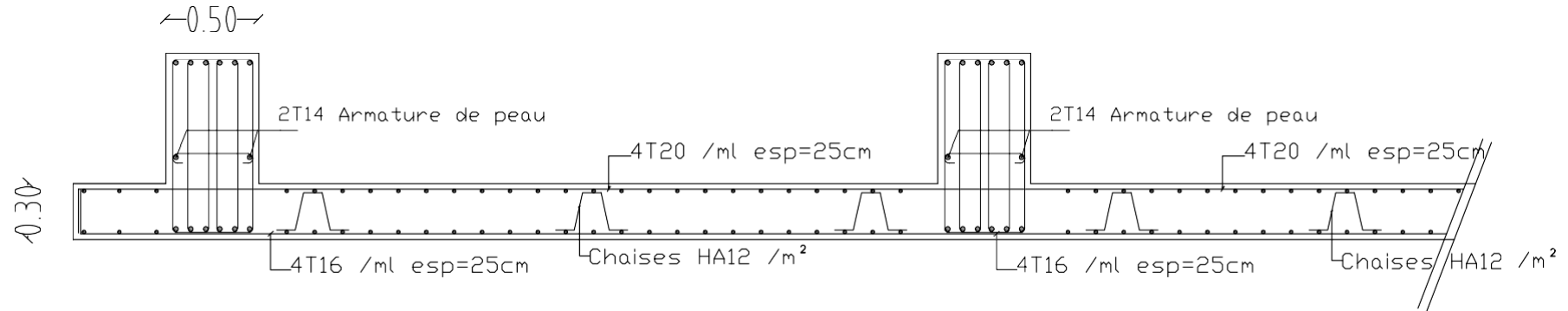
Titre:
 Plan de coffrage niv:± 0.00m

Echelle: 1/50

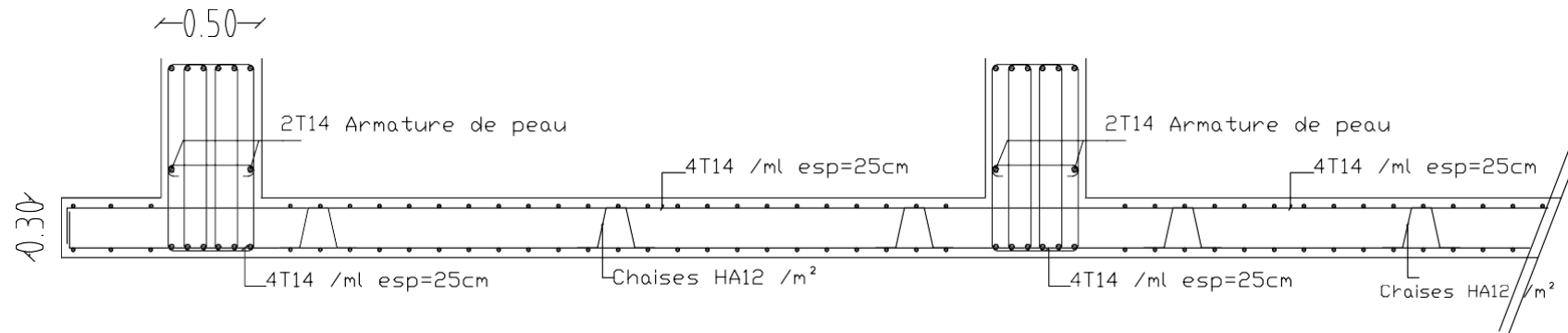
Planche N°:13

Promotion: 2021

Ferrailage de la Dalle de radier sens X-X



Ferrailage de la Dalle de radier sens Y-Y



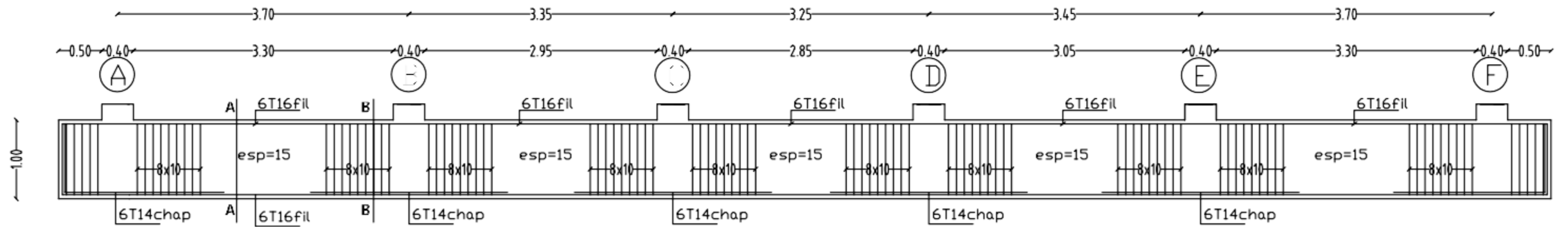
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :
Mr : GHCUILEM
Etudié par :
Mr : MEZIANE Said
Mr : BEN LALLAI Hend

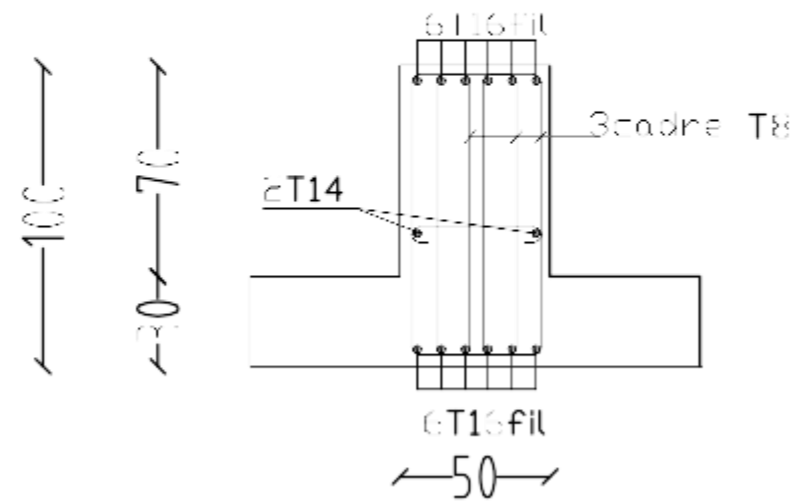
titre :
Ferrailage du radier

Echelle: 1/50
Planche N° :
Promotion 2021

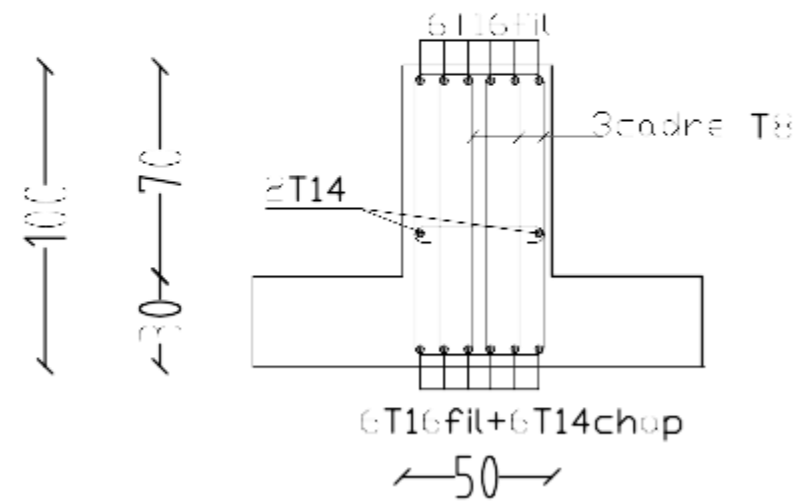
ferrailage de la nervure 50X100 sens x-x



coupe A-A



coupe B-B



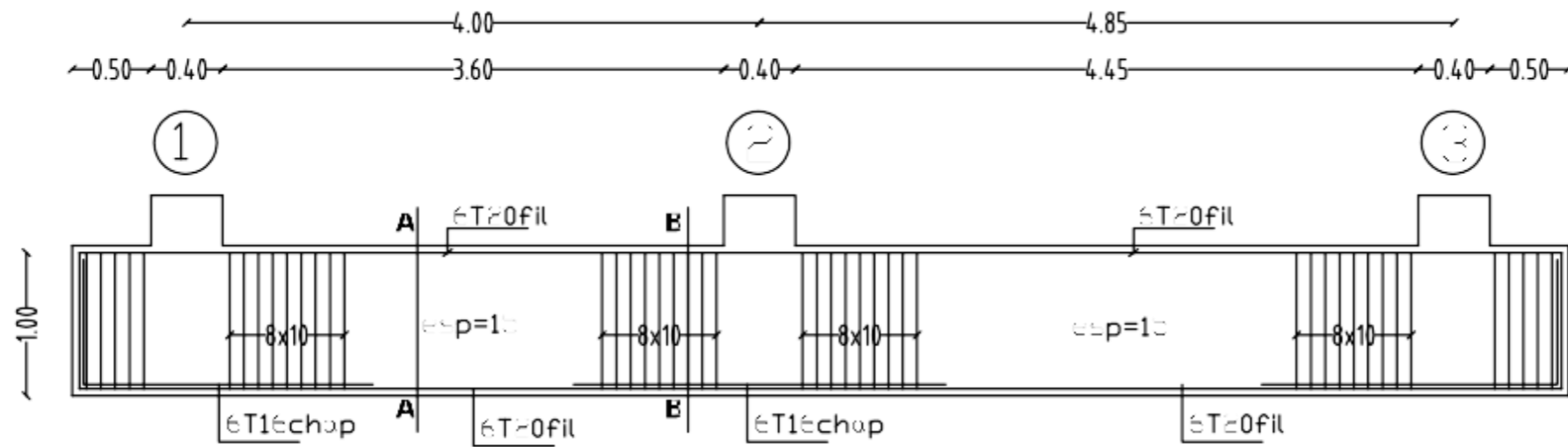
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté de Génie de la Construction Département de Génie CIV

Dirigé par :
 Mr : G. OUILEK
 Etudié par :
 Mr : MEZIANE Said
 Mr : BEN LALLAL Hend

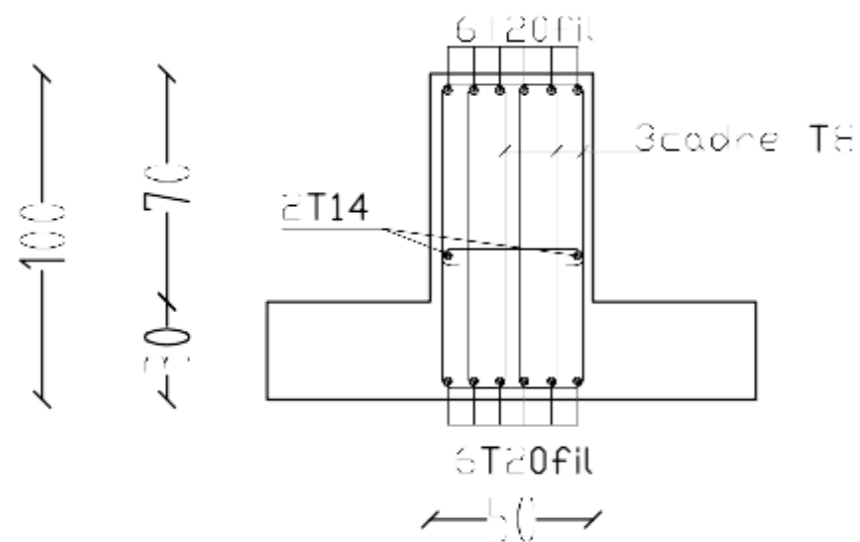
Titre :
 Ferrailure de la nervure
 sens xx

Echelle: 1/50; 1/25
 Planche N° :
 Promotion : 2007

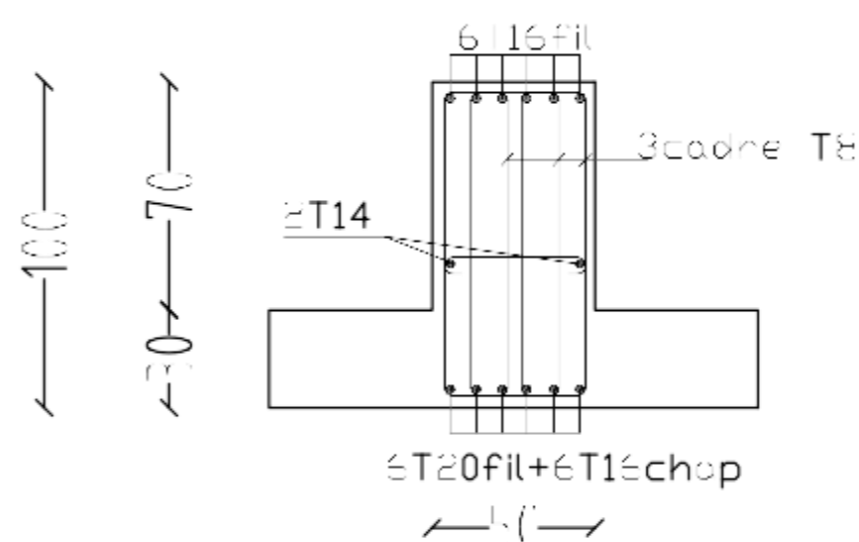
ferrailage de la nervure 50X100 sens y-y



coupe A-A



coupe B-B



REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Mr : GHOULEM	Titre : Ferrailage de la nervure sens y-y	Echelle: 1/50, 1/25
Etudié par : Mr : MEZIANE Saïd Mr : BEN LALLAI Hend		Planche N° :
		Promotion 2021

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduit du RPA 99 modifié 2003.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.
- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT FUENTES.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés Jean- Pierre Mougin.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.