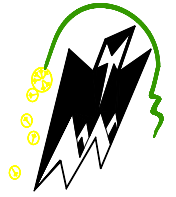


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

THEME

*Etude d'un Bâtiment en R+9 à usage d'habitation
contreventé par une ossature mixte
(Voiles et portiques) avec interaction*



Proposé par : B.E.T

Etudié par : M^{elle} KHELIF Farroudja
M^{elle} KOURAT Zahia
M^{elle} SABOUR Farida

Dirigé par : M^{me} ALKAMA

Promotion : 2013/2014

❧ Dédicace ❧

Au nom de dieu et par sa volonté et son aide qui enrichit mes savoirs.

Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblé et fière.

Sans oublier tous ceux qui ont par leurs égards contribué à parfaire mon objectif et qui me font l'éminent honneur avec différence, je tien à leur dédier ce travail :

Ames très chers parents qui m'on encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'on guidé vers le chemin droit.

A mes très chers: frères et sœurs qui m'ont entouré d'amour et de tendresse et m'ont appris la patience et le défile.

A ma très chère amie

A mes très chers cousins et cousines

A toute la famille

A tous mes ami(e)s

A toute la promotion sortante (2013/2014)

Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sur ne croyait pas que je vous ai oublié, je vous porte toujours dans mon cœur.

Farroudja

❧ Dédicace ❧

Au nom de dieu et par sa volonté et son aide qui enrichit mes savoirs.

Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblé et fière.

Sans oublier tous ceux qui ont par leurs égards contribué à parfaire mon objectif et qui me font l'éminent honneur avec différence, je tien à leur dédier ce travail :

A la mémoire de mon grands-pères

A ma grand -mères

Ames très chers parents qui m'on encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'on guidé vers le chemin droit.

A mes très chers: frères et sœurs qui m'ont entouré d'amour et de tendresse et m'ont appris la patience et le défile.

A ma très chère amie

A mes très chers cousins et cousines

A toute la famille

A tous mes ami(e)s

A toute la promotion sortante (2013/2014)

Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sur ne croyait pas que je vous ai oublié, je vous porte toujours dans mon cœur.

Zahia

❧ *Dédicace* ❧

Au nom de dieu et par sa volonté et son aide qui enrichit mes savoirs.

Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblé et fière.

Sans oublier tous ceux qui ont par leurs égards contribué à parfaire mon objectif et qui me font l'éminent honneur avec différence, je tien à leur dédier ce travail :

Ames très chers parents qui m'on encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'on guidé vers le chemin droit.

A mes très chers: frères et sœurs qui m'ont entouré d'amour et de tendresse et m'ont appris la patience et le défile.

A ma très chère amie

A mes très chers cousins et cousines

A toute la famille

A tous mes ami(e)s

A toute la promotion sortante (2013/2014)

Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sur ne croyait pas que je vous ai oublié, je vous porte toujours dans mon cœur.

Farida

Sommaire

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.10

Chapitre III : Calcul des éléments :

- III-1-Acrotère.....27
- III-2- Planchers35
- III-3-Balcons.....55
- III-4-porte à faux.....61
- III-5-poutre de chaînage.....67
- III-6-Escalier.....77
- III-7-Salle machine.....106

Chapitre IV : Présentation de L'ETABS118

Chapitre V : Modélisation et Vérification RPA.....139

Chapitre VI : Fichier résultats.....156

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux178

Chapitre VIII : Ferrailage des poutres199

Chapitre IX : Ferrailage des voiles.....209

Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....187

Conclusion

Bibliographie

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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

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

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

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 à contreventement mixte, 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 RPA/99 version 2003, et sa réponse et calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.1

CHAPITRE I

Présentation et description de l'ouvrage

Introduction :

On regroupera sous le terme Bâtiment les immeubles à usages d'habitation ou de bureau ou de commerce, il se compose d'une partie enterrée « infrastructure ou fondation » et d'une partie hors terre « superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages courants ».

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage ainsi les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments constituant un bâtiment (**R+9**) à usage d'habitation qui sera implanté à **TIZI GHENIF** dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région est classée selon le Règlement Parasismiques Algériens «**RPA99 / Version 2003** » comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

L'ouvrage est classé selon son importance dans la catégorie d'ouvrage courant (**groupe d'usage 2**) et selon classification des sites il sera fondé sur un sol meuble **S3** d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2.50$ bars .

Le bâtiment est composé de :

- 01 RDC et 09 étages courants
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.
- Terrasse inaccessible.

I.2. Règlementation utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment se fera en respectant les règlements en vigueur tel que :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des ouvrages en béton armé« **BAEL 91 /modifié 99** ».
- Documents Technique Règlementaires : « **DTR –BC2.2.**».

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

➤ En plan :

- Longueur totale du bâtiment :**L = 29.39 m.**
- Largeur totale du bâtiment..... **l = 15.60 m.**

➤ En élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : **HT = 30.60 m.**
- Hauteur de l'acrotère : **Ha = 00.70 m.**
- Hauteur de RDC et étage courant : **HEC = 03.06 m.**

I.4. Eléments de structure :**1. Ossature de bâtiment :**

Le bâtiment est à ossature mixte constituée de :

- poteaux et poutres formant un système dans les deux sens (longitudinal et transversal) destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.
- D'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal) constituant ainsi un système de contreventement ayant objectif d'assurer la rigidité et la stabilité de bâtiment sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement) d'une part. Reprendre une partie des charges verticales (fonction porteuse) d'une autre part. Ainsi, ils minimisent les effets de torsion.

2. Les planchers :

Les planchers sont des surfaces planes destinées à :

- Supporter leurs poids propres, les charges permanentes et les surcharges d'exploitations des différents étages.
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.
- L'isolation acoustique et thermique entre les différents niveaux.
- assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- protéger contre les incendies.

Dans notre projet, les planchers seront réalisés en :

a) Plancher à corps creux :

Les planchers des étages courant sont constitués d'un remplissage en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée. Le plancher terrasse est inaccessible, comportera de plus un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation des eaux.

b) Dalles pleines en béton armé :

Les dalles pleines coulées en place, en béton armé sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers et la salle machine.

3. Escalier et cage d'ascenseur :

La bâtisse sera dotée d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux de la construction, les escaliers seront composés de deux volées et seront constitués de palliasses adjacentes et un palier de repos intermédiaire ; réalisées en béton armé coulé sur place.

En plus des escaliers, le bâtiment comportera une cage d'ascenseur qui servira à déplacer facilement les personnes et les différentes charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, elle sera réalisée en béton armée, coulé sur place.

4. Maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.). La maçonnerie sera exécutée en brique creuse :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseurs, séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, pour tous les étages afin d'assurer une bonne isolation thermique.
- **Les murs intérieurs :** Ils seront réalisés en une seule rangée de briques creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieur habitable.

5. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades extérieures.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage et les peintures pour les planchers, les balcons et les escaliers
- La faïence et marbre pour les murs de cuisines, les salles d'eaux.

6. Acrotère :

La terrasse sera entourée de l'acrotère a 0.70m de l' hauteur, réalisée en béton armé coulé sur place .Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

7. Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Les balcons seront réalisés en dalles pleine ou en corps creux.

8. Systèmes de coffrage :

On opte un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécutions et un coffrage classique en bois pour les portiques.

9. Fondations :

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise constituant la liaison entre la structure et le terrain. Elles sont destinées principalement à reprendre les charges et surcharges de la superstructure et les transmettre au sol toute en assurant la stabilité de celui-ci .Elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation, de l'importance de l'ouvrage et l'économie (cherchant la sécurité nécessaire pour un coup minimum).

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**1. Béton :**

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant), de granulats (sable, graviers, gravillons...), de l'eau de gâchage et des adjuvants. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction , de plus le béton à un comportement fragile.

Il sera fabriquer mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5** cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.

- **Si eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- **Si eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire a un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

La résistance de béton à la compression varie selon la granulométrie, l'âge de béton, le dosage de ciment et l'eau de gâchage. Dans le cas général, le dosage par 1m^3 de béton est :

- Sable propre.....400L.
- Gravier.....800L.
- Dosage de ciment300 à 400 kg/m^3 .
- Eau de gâchage.....150 à 200L.

a) Résistance caractéristique du béton :

➤ **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Un béton est définie par la valeur de sa résistance caractéristique à 28 jours, notée f_{cj} . Il est déterminé par l'essai d'écrasement sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre $\varnothing=16$ cm et de hauteur $h=32$ cm .La résistance à la compression varie avec l'âge du béton : (Art A.2.1.11 / BAEL 91 modifié 99)

Lorsque le béton d'âge < 28 jours, elle est calculée comme suit

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \longrightarrow \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \longrightarrow \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Lorsque le béton d'âge > 28 jours, elle est calculée comme suit : $f_{cj} = 1.10 f_{c28}$
 Pour le calcul de ce projet, on adoptera une valeur de $f_{cj}=25\text{MPa}$.

➤ **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible, notée f_{tj} . (Art A.2.1, 12 /BAEL91) :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \longrightarrow \text{pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas: $f_{tj}=0.6+0.06 (25) =2.1 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée par celle-ci. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

➤ **Module d'élasticité longitudinale** : Il existe deux types :

- **Module d'élasticité instantané** : (Art. A.2.1.21 / BAEL 91)

Définit pour les contraintes appliquées à une durée inférieure à 24 heures, il est égale

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée** : (Art A. 2.1.22/ BAEL 91)

Définit lorsque les contraintes normales sont appliquées pour une longue durée, en tenant compte de l'effet retrait et fluage du béton. Il est égal à 1/3 du module de déformation

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$

➤ **Module d'élasticité transversale** :

Le module d'élasticité transversale noté **G**. Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la formule suivantes :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \text{ [MPa]}$$

Avec **E** : Module de Young

ν: Coefficient de Poisson.

c) Coefficient de Poisson : (Art. A.2.1, 3 / BAEL91)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale « $\Delta d/d$ » et la déformation relative longitudinale « $\Delta l/l$ », il sera pris égale à : $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$

Avec :

$\nu = 0.2$ → béton non fissuré à l'ELS, pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ → béton fissuré à l'ELU, pour le calcul des sollicitations

d) Contraintes limites du béton :

Les états limites du béton : Un état limite est une situation au-delà de laquelle, un élément ou un ensemble d'éléments de la structure, n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

Il se traduit à la perte d'équilibre, c'est -à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) , surtout à la perte de résistance mécanique (rupture de l'ouvrage) et la fatigue des matériaux, qui conduit à la ruine. La contrainte limite du béton à la compression qui correspond à cet état est donnée par la formule suivante :(Art. A.4.3.41 / BAEL 91)

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ MPa}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des charges:

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \rightarrow \text{si } t > 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.9 \rightarrow \text{si } 1 < t < 24 \text{ heures.} \\ \theta = 0.85 \rightarrow \text{si } t < 1 \text{ heure.} \end{array} \right.$$

Pour $\gamma_b = 1.5$ on aura **$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$**

Le coefficient « 0.85 » tient compte de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis -à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

❖ **Diagramme Contraintes -Déformations du béton à l'ELU:**

Dans les calculs relatifs à cet état limite de résistance, le diagramme est non linéaire dit (parabole-rectangle), comme le montre cette figure.

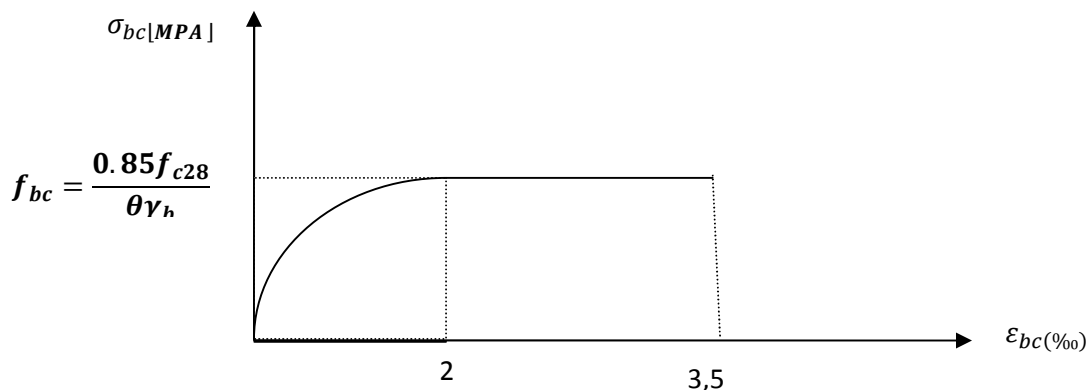


Fig. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton en compression.

$\varepsilon_{bc}(\%)$: Raccourcissement relative de béton.

Le diagramme est composé :

- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative est limitée à 2‰(états élastique)
- D'une partie rectangle (états plastique)

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

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

La contrainte admissible de compression du béton est donnée par (Art. A.4.5, 2 /BAEL 91)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

Dans notre cas : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

❖ **Diagramme Contraintes -Déformations du béton à l'ELS:**

Le diagramme est linéaire car la phase en cet état est toujours élastique.

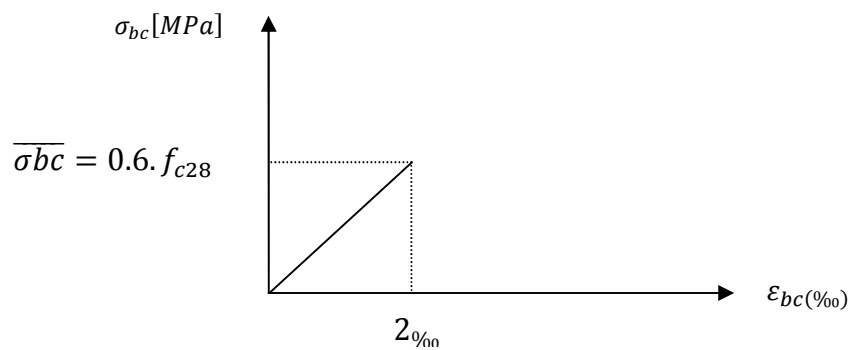


Fig I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

e) Contrainte limite de cisaillement : (Art. A.5.1/ BAEL 91modifié 99)

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armée soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_u: \text{L'effort tranchant dans la section étudiée.} \\ b_0: \text{la largeur de la section cisailée.} \\ d: \text{l'hauteur utile.} \end{array} \right.$$

Avec : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{cj} ; 5 \right\} [MPa] = 3,25 [MPa] \rightarrow$ Fissuration peu nuisible.
- $\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj} ; 4 \right\} [MPa] = 2,50 [MPa] \rightarrow$ Fissurations préjudiciable ou très préjudiciable .

2. Aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même c.-à-d. aux efforts de traction et aussi à la compression pour des éléments faibles. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface (RL ,HA).

Pour la réalisation de notre projet, on a besoin des aciers dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Resistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute Adhérence	H A	400	480	14	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé	TS	550	550	8	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

a) Module d'élasticité longitudinal d'acier :

Quel que soit la nuance de l'acier, on admet généralement une valeur constante qui égal à : $E_s = 2.10^5$ MPa. (Art. A.2.2, 1 /BAEL91)

b) La limite élastique garantie :

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2(‰), notée « f_e ».

c) Coefficient de Poisson des aciers :

Le coefficient de Poisson (ν) pour les aciers est pris égal à 0.2

d) Contraintes limites de l'acier :

➤ **Contrainte limite ultime :** (Art. A.2.1.3BAEL91)

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par la formule suivante : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec f_e : La limite d'élasticité de l'acier.

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

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right\}$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
FeE400	$\sigma_{st} = 348 MPa$	$\sigma_{st} = 452 MPa$
FeE520	$\sigma_{st} = 400 MPa$	$\sigma_{st} = 520 MPa$

Tableau I. 2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

❖ **Diagramme contrainte-déformation de l'acier :**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant

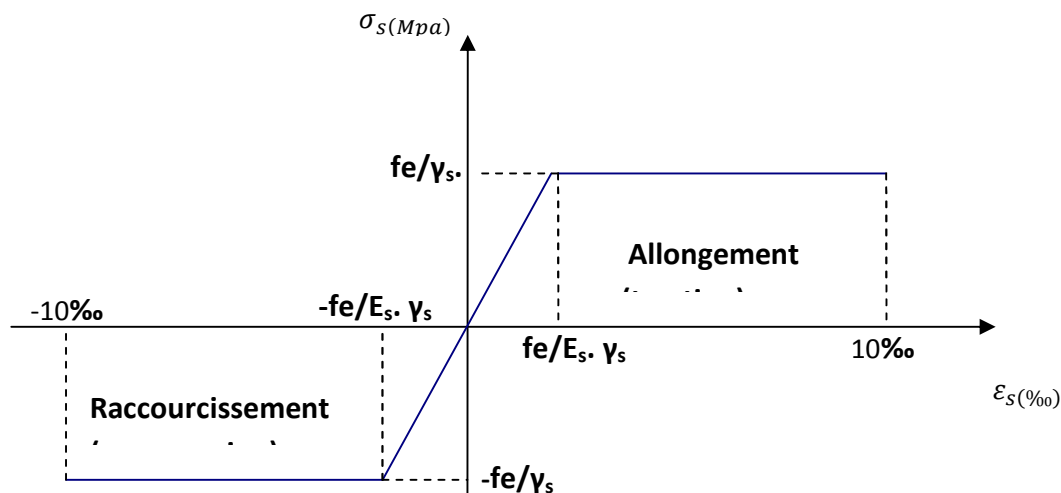


Fig1-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

➤ **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on limite les contraintes dans les armatures tendues.

On suppose que l'acier reste dans son domaine élastique, en raison des risques de corrosion des armatures, D'après les règles de BAEL, on distingue trois cas de fissurations :

❖ **Fissuration peu nuisible** : (Art. A. 4.5, 32/ BAEL91)

Il s'agit de la situation où les éléments se trouvent dans les locaux couverts et clos, la contrainte n'est soumise à aucune réduction c'est-à-dire aucune vérification ne serait effectuée dans ce cas.

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

❖ **Fissuration préjudiciable** : (Art. A. 4.5, 33/ BAEL91)

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il

faut vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$ MPa

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, en (MPa)

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa)

η : coefficient de fissuration tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{pour les aciers de haute adhérence de diamètre } \Phi < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{pour les aciers de haute adhérence de diamètre } \Phi \geq 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

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

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité, il faut vérifier que :

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

e) **Protection des armatures** : (Art. A.7.2 4 / BAEL91)

Cette protection est l'enrobage noté **C** qui n'est autre que la distance entre le milieu externe et l'armature, il est conçu afin d'avoir un bétonnage correct et ainsi prémunir les armatures des effets d'intempéries et aux différents agents agressifs. Cet enrobage doit être conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (industrie chimique).

- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments soumis à un contact d'un liquide (canalisation, réservoir, tuyaux,...) ou les éléments exposés aux intempéries (pluie, neige...), ou des condensations.
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les éléments situés dans les locaux couverts ou clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A.7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A.7.2, 8).

f) Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\Phi_l \leq h/10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_l ; b_0/10).$$

Avec :

b_0 : Largeur de l'âme.

h : hauteur de la poutre.

Conclusion :

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

I- Pré-dimensionnement des éléments :**I-1- planchers :****a) Planchers en corps creux :**

Les planchers sont des aires planes séparant les niveaux d'un bâtiment. Dans notre cas le plancher est constitué de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens et parallèle à la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression ; ferrailé par un treillis soudé. leurs fonctions essentielles c'est la transmission des charges verticales aux éléments porteurs et les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement ainsi l'assurance d'isolation acoustique, thermique la protection le confort aux occupants.

On a optés pour les planchers en corps creux et ceci pour des raisons suivantes :

- La faciliter de la réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (le max est 3.10m).
- Réduire le poids propre de la structure.

Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte a limiter la flèche, l'épaisseur minimum est donnée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

Avec : L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher

Dans notre cas nous avons :

$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$, en zone IIa \longrightarrow on prend $\min = 25 \text{ cm}$.

On prend une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ correspond à celle d'un poteau en zone II_a.

$$L_{\max} = 310 - 25 = 285 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h_t = 285 / 22,5 = 12,66 \text{ cm}$$

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

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

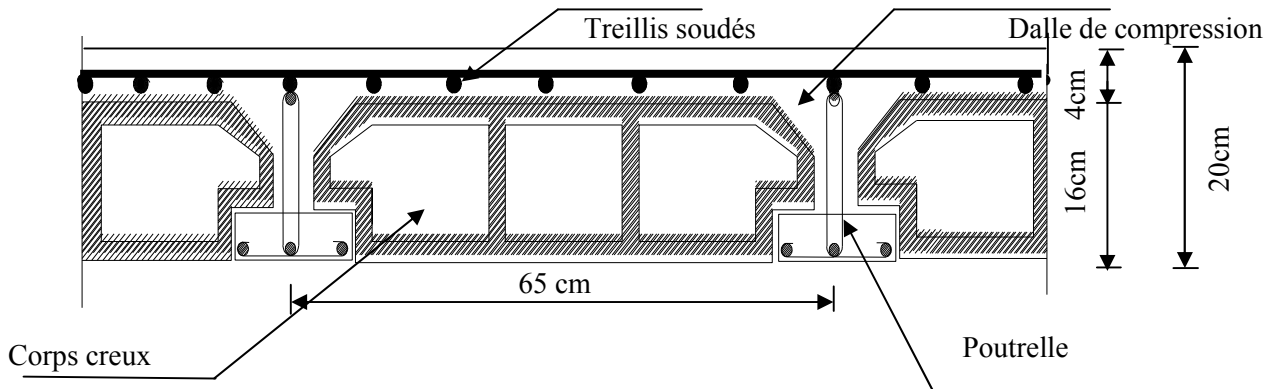


Fig II.1 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

b) planchers dalles pleines

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis, et le choix des types de plancher dépend de plusieurs critères tels que la portée, le confort acoustique et thermique.

On opte pour les dalles pleines dont l'épaisseur sera déterminée à partir des conditions suivantes :

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0/10$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.40 \text{ m} \rightarrow e_1 \geq 1.40 / 10 = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm.}$

➤ **Résistance au feu :** l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale :

$e = 7 \text{ cm.}$ Pour une heure de coupe feu.
 $e = 11 \text{ cm.}$ Pour deux heures de coupe feu. } $\rightarrow e_2 = 11 \text{ cm.}$

➤ **Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique (L) est proportionnelle au logarithme de la masse (M) : $L = 13.3 \log (10 M) \rightarrow$ si $M < 200 \text{ kg/m}^2$.

$$L = 15 \log (M) + 9 \rightarrow \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} \rightarrow e_3 = 14 \text{ cm}$$

ρ : Poids volumique du béton armé qui égal à $= 2500 \text{ daN /m}^3$

Conclusion :

Donc : $e = \max (e_1, e_2, e_3) = \max (14, 11, 14) = 14 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur de : **$e = 15 \text{ cm}$** .

I-2 - Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place. Elles supportent les charges les charges d'une partie de la construction .On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs, ainsi des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.les poutres en construction doivent avoir des sections régulière, celles-ci peuvent être rectangulaires, carrés. Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

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

d'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur de la poutre. } b_p \geq 20 \text{ cm} \\ \text{Hauteur total de poutre. } h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h_t}{b_p} \leq 4 \end{array} \right.$$

I-1-1- Poutres principales :

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

La hauteur : $415/15 \leq h_t \leq 415/10$

$$27,66 \leq h_t \leq 41,5 \qquad \qquad \qquad \mathbf{h_t = 40 \text{ cm.}}$$

La largeur : $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$

$$16 \leq b \leq 28 \qquad \qquad \qquad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

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

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \qquad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \qquad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 40 / 30 = 1.33 \leq 4 \qquad \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre principale **(b x ht) = (30 × 40) cm²**.

I-1- 2- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 310 - 25 = 285 \text{ cm.}$$

La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \qquad \qquad \qquad \mathbf{h_t = 35cm.}$

$$19 \leq h_t \leq 28,5$$

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

$$12 \leq b \leq 21 \qquad \qquad \qquad \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

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

➤ **Vérification des exigences :**

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

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales : **(30 × 40) cm²**.
- Poutres secondaires : **(25 × 35) cm²**.

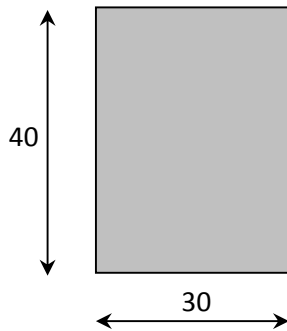


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

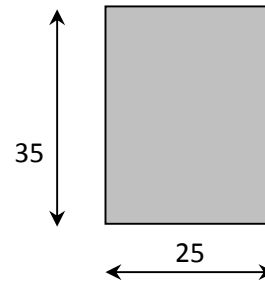


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

I-3 - voiles : (Art 7.7.1 de RPA 99) :

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

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

$L_{min} \geq 4a$ $a_{min} \geq 15cm$	Avec :	{	$a (e_p)$: épaisseur des voiles. L_{min} : la portée minimale d’un voile
---------------------------------------	--------	---	--

De plus l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l’étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-dessous.

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

Avec : h_e est la hauteur d'étages

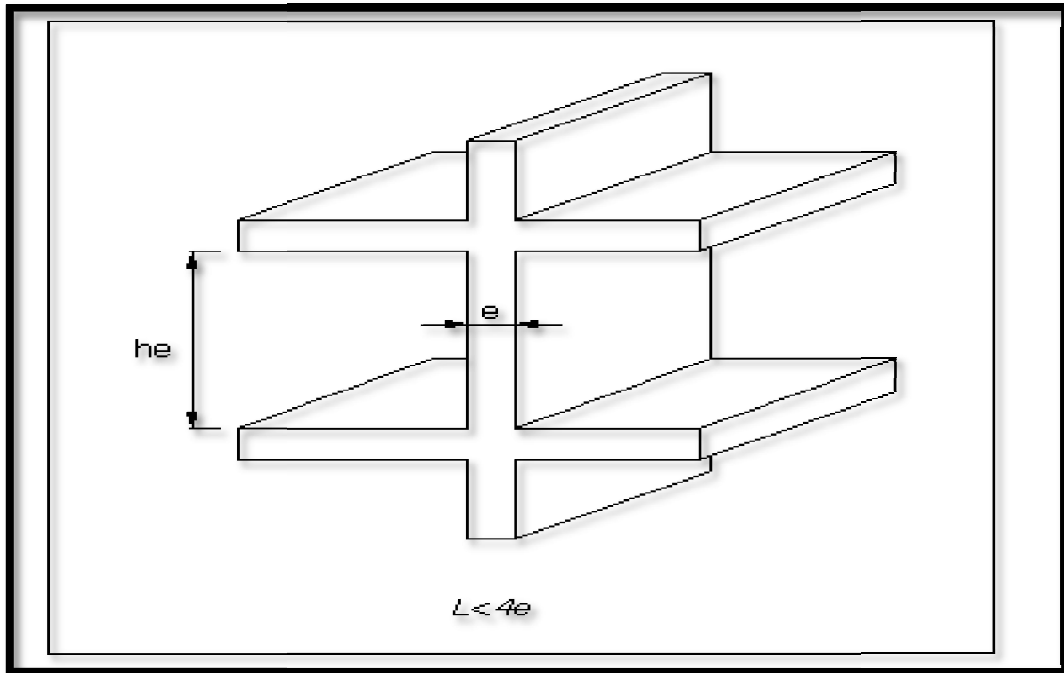


Fig. II.4 : Coupe de voile en élévation

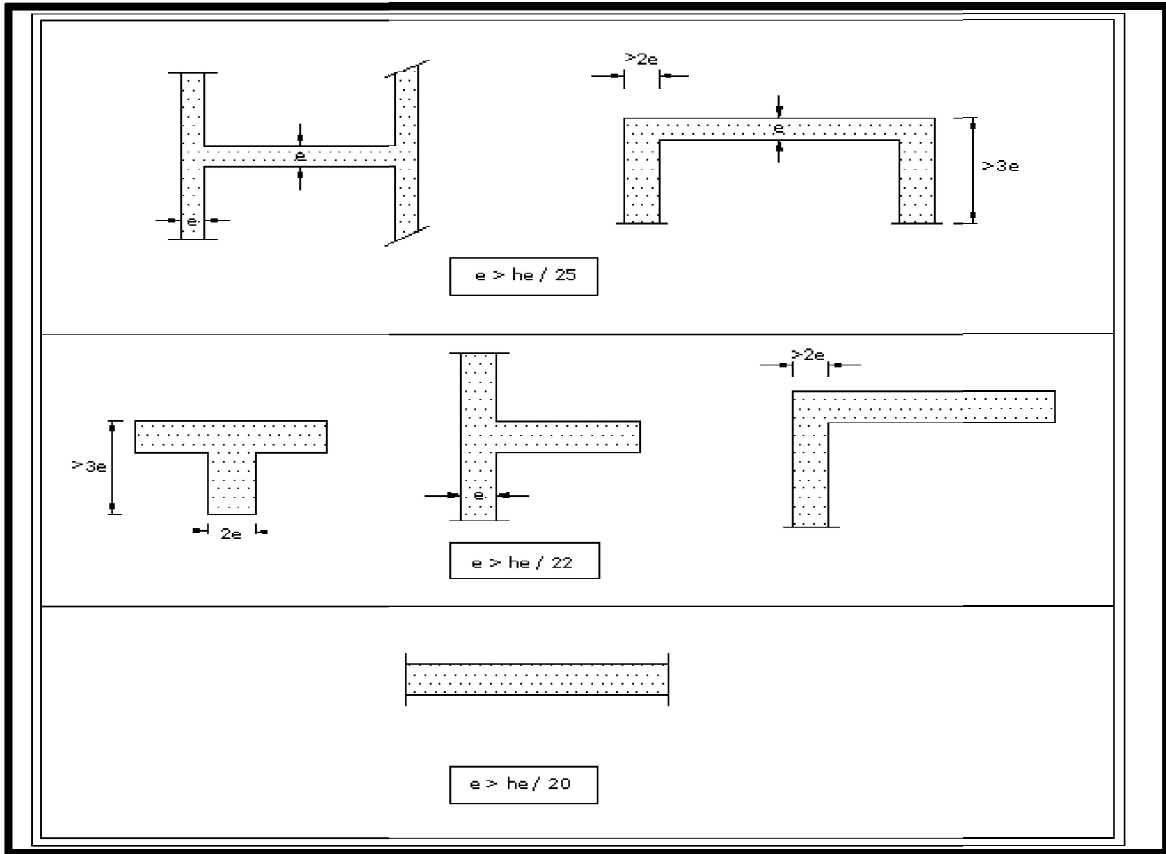


Fig. II.5 : Coupe de voile en plan

➤ L'épaisseur du voile :

Notre bâtiment portes RDC et 09 étages courant de même hauteur $h_e=3.06m$

On a : $h_e = h - e_p$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte pour des voiles de 20cm}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \\ L_{\min} = 3.10m \geq 4 \times a \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} a = 20\text{cm} \geq 15\text{cm}. \\ L_{\min} \geq 4 \times 20 = 0,80m \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array}$$

I-4 - poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carré, rectangulaire ou circulaire.

Ils sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $A_p = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$ avec :

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

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

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

S : section transversale du poteau.

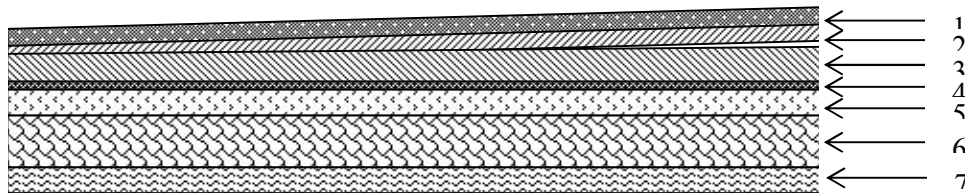
II – Détermination der charges et surcharges:**II-1- Charges permanentes :****a) Plancher terrasse (inaccessible) :**

Fig. II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

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

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulés	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyâne (par vapeur)	/	/	0,02
6	Plancher à corps creux	0,20	14	2,80
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5,84

b) Plancher étage courant :

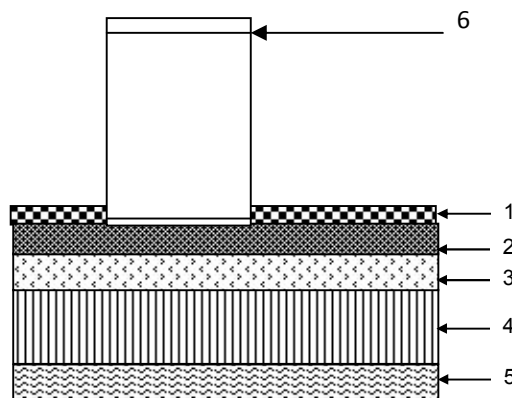


Fig. II.7 : Coupe verticale du plancher étage courant

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

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	22	0,44
4	Plancher à corps creux	0,20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 5,18

c) Maçonnerie

➤ Mur extérieur :

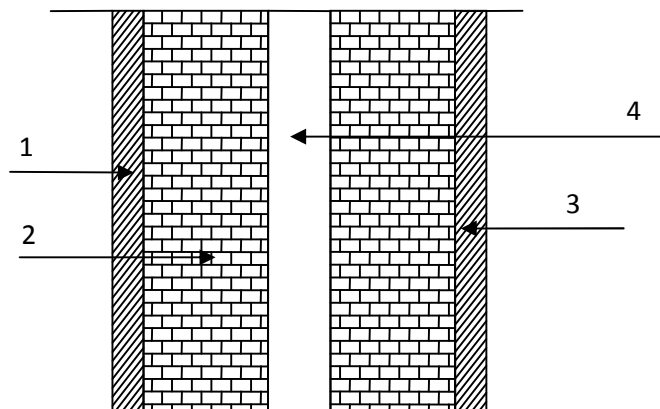


Fig. II.8 : Coupe verticale du mur double cloison

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

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G= 2,44

➤ Mur intérieur :

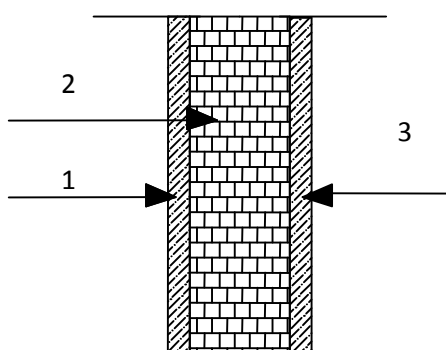


Figure II-9 Coupe verticale du mur en simple cloison

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

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1,3	Enduit de plâtre	0,02X2	10	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 1,30

➤ Dalles pleines

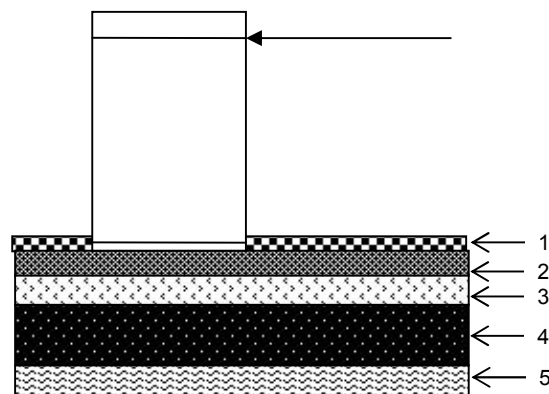


Figure II-10 Coupe verticale de la dalle pleine

Tableau II5 : Valeur de la charge de la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Lit de sable	0,03	22	0,66
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,015	22	0,33
6	Mur intérieur	0,10	/	1,30
				G = 7,08

II-2- Les surcharge d'exploitation :

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

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

III - Descente de charge :

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

Le poteau le plus sollicité

a) Surface d'influence :

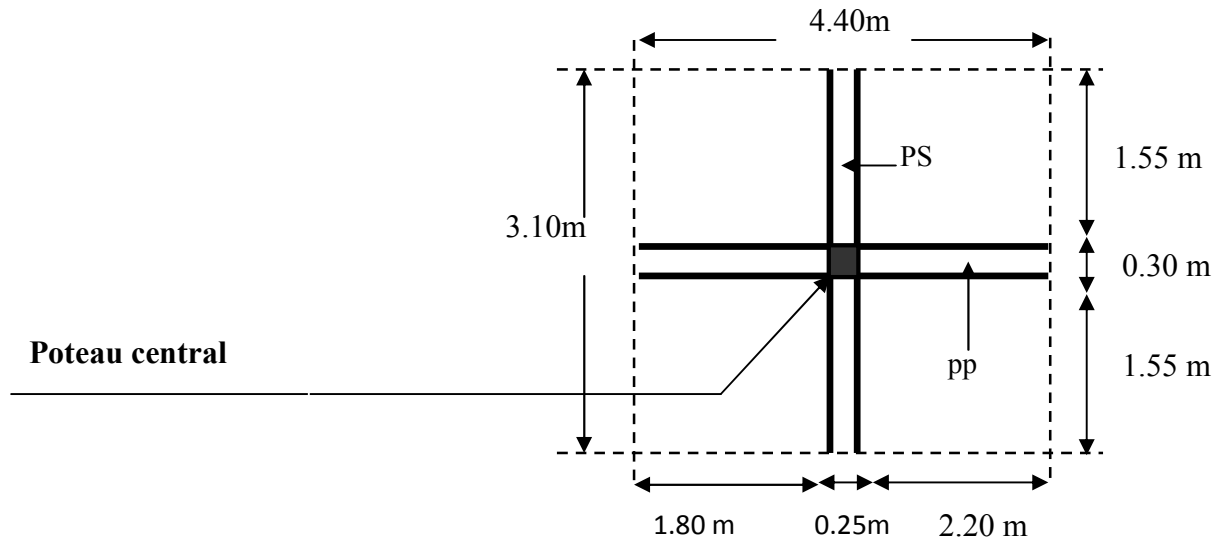


Fig. II.9: surface d'influence du poteau « B4 »

- Section brute

$$S_b = (1.55 \times 2.20) \times 2 + (1.80 \times 1.55) \times 2$$

$$S_b = 12.40 \text{ m}^2$$

b) Calcul des Poids propres des éléments :

Pour tenir compte de poids du poteau, on suppose une section de (25×25) cm² qui correspond à la section minimale exigée par le RPA99 (version2003)

- Poids des planchers :

Plancher terrasse inaccessible : $G_{pt} = 5,84 \times 12,40 = 72,42 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant : $G_{pc} = 5,18 \times 12,40 = 64,23 \text{ KN}$

- Poids des poutres :

Poutres principales : $G_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times 4.15 = 12.45 \text{ KN}$.

Poutres secondaires : $G_{ps} = (0.25 \times 0.35) \times 25 \times 2.85 = 6.23 \text{ KN}$.

D'où le poids totale :

$$G_p = 12.45 + 6.23$$

Ce qui donne : **P = 18.68 KN.**

- **Poids des poteaux :**

Poteau d'étage courant : $P_{p \text{ courant}} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{KN}$

Poteau de RDC : $P_{\text{RDC}} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{KN}$

c) Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1.00 \times 12.40 = 12.40 \text{ KN.}$
- Plancher RDC et étage courant $Q_1, Q_2, \dots, Q_9 = 1.50 \times 12.40 = 18.60 \text{ KN.}$

III -2 - Loi de dégression de charge : [Art 6.3 /DTR B.C 2.2]

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

Q₀ : surcharge du plancher terrasse

Q₁ à Q₉ : surcharge des étages courants.

Q₁₀ : surcharge du plancher RDC

Dans le cas de notre structure, la charge d'exploitation est la même pour tous les étage donc on applique une réduction par étage de 10 pour cent jusqu'à 0,5 Q

III -3 - Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50

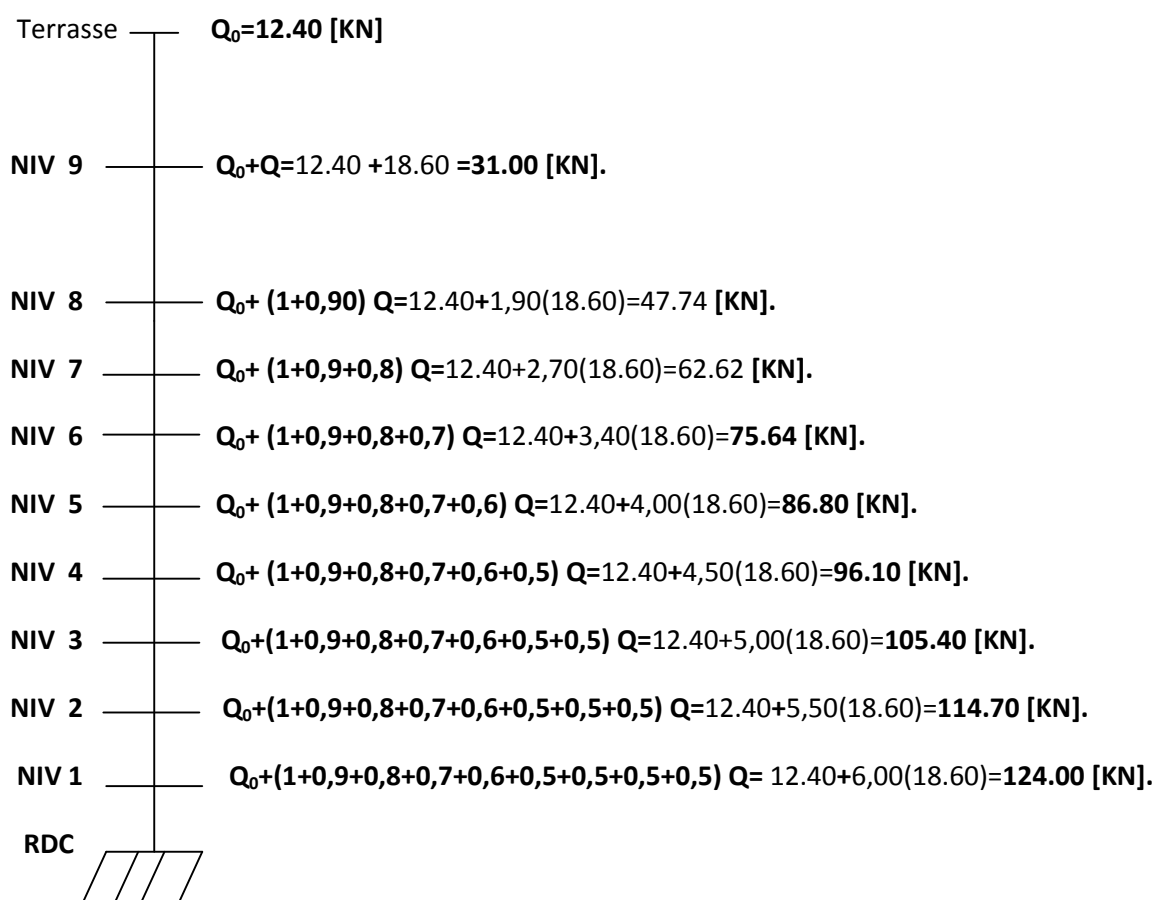


Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge.

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux N=G _c +Q _c [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _c		Section calculé	Section adoptée
09	72,42	18,68	4,78	95,88	95,88	12,40	12,40	108,28	72,19	30×30
08	64,23	18,68	4,78	87,69	183,57	18,60	31,00	214,57	143,05	35×35
07	64,23	18,68	4,78	87,69	271,26	18,60	49,60	320,86	213,91	35×35
06	64,23	18,68	4,78	87,69	358,95	18,60	68,20	427,15	284,77	35×35
05	64,23	18,68	4,78	87,69	446,64	18,60	86,80	533,44	355,63	40×40
04	64,23	18,68	4,78	87,69	534,33	18,60	105,40	639,73	426,49	40×40
03	64,23	18,68	4,78	87,69	622,02	18,60	124,00	746,02	497,35	40×40
02	64,23	18,68	4,78	87,69	709,71	18,60	142,60	852,31	568,21	45×45
01	64,23	18,68	4,78	87,69	797,40	18,60	161,20	958,60	639,07	45×45
RDC	64,23	18,68	4,78	87,69	885,09	18,60	179,80	1064,89	709,93	45×45

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

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

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

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

On a :

✓ Poteau min (30x30)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} = 30 \geq \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 30/30 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les poteaux sont tous carrés, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Nota :

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

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

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

Vérification au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

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

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

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

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = hb^3/12$

B : section transversal du poteau ($B = hb$)

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{hb^3/12}{hb}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

→ Poteau (30 x 30)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.30 = 24,68 < 50$

Conclusion :

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

CHAPITRE III

Calcul des éléments

Introduction:

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au Dimensionnement des éléments tels que l'acrotère, les planchers, poutre de chaînage et les Escalier.

III-1 : l'acrotère :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera calculé comme une console

Encastrée au niveau du plancher, elle est soumise à l'effort(G) dû à son poids propre, et un effort latéral (Q=1KN/ml) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement(M)

dans la Section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

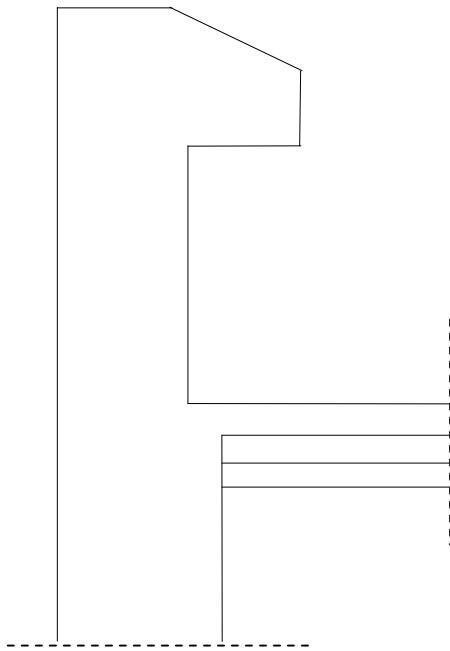


Fig.III.1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

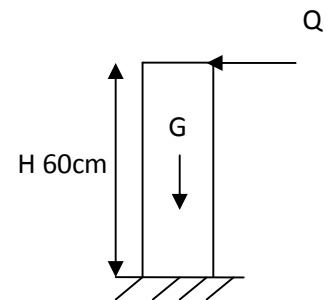


Fig. III.1-2: Schéma statique

III-1-1 : Calcul des sollicitations :✓ **Le chargement**

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \text{ béton} \times s_{acr}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

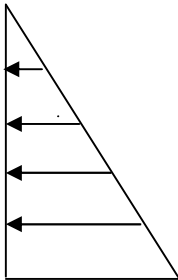
$$G = 25[(0.5 \times 0.10) + (0.1 \times 0.2) - \frac{0.15 \times 0.02}{2}] = 1.713 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

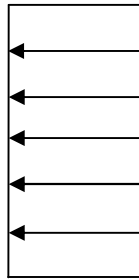
Surcharge d'exploitation horizontale : **Q = 1 KN/ml.**

✓ **Calcul des sollicitations :**

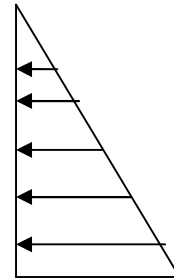
- Effort normal dû au poids propre : $N = G \times l = 1.713 \text{ KN/ml}$
- Effort tranchant : $T = Q \times l = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times l = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$



**Diagrammes
des efforts normaux**
 $N = G$



**Diagramme
des efforts tranchants**
 $T = Q$



**Diagramme
des moments**
 $M = Q \times H$

❖ **Combinaison de charge :**

- **A l'ELU :**

La combinaison de charge est:

$$1,35G + 1,5Q$$

Effort dû à G :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1.713 \text{ kn /ml.}$$

$$N_u = 2,312 \text{ kn /ml.}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ kn .m}$$

- **A l'ELS:**

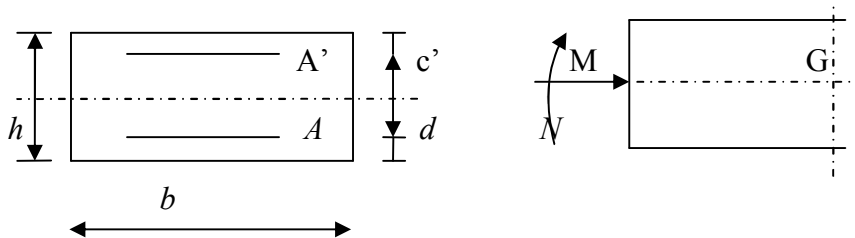
La combinaison de charge est : $Q + G$

Effort normal dû à G : $N_s = 1,713 \text{ kn.}$

Moment de flexion dû Q : $M_s = 0,6 \text{ kn .m}$

III-1-2 Ferrailage de l'acrotère à L'(ELU) :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section rectangulaire, sous un effort normal Nu et un moment de flexion Mu .



Avec:

h : Epaisseur de la section=10cm

b : largeur de la section =100cm

c : La distance entre le centre de gravite des aciers et la fibre extrême du béton=3cm

d = h – c =7cm : Hauteur utile

Mf: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

Remarque :

Le calcul se fera a L'ELU puis vérifie a L'ELS.

III-1-2-1 Position du centre de pression :

$$e_u = M_u / N_u = 0,81 / 2,312 = 0,350 \text{m} = 35 \text{cm}.$$

$$(h / 2) - c = 10 / 2 - 3 = 2 \text{cm}.$$

$e_u > [h/2 - c]$ d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) à l'extérieur de La section limitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «Mf».

III-1-2-2 Calcul en flexion simple :

A - Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u (h / 2 - c) = 0,81 + 2,312(0,10 / 2 - 0,03) = 0,856 \text{ kn.m}$$

(h/2-c) : la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

k

B - Moment réduit :

$$\mu_u = M_f / b d^2 f_{bu} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_s$$

$$f_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = 0,856 / 1 \times (0,07)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 0,0123$$

$\mu_u \leq \mu_{\ell} = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0123 \rightarrow B = 0,993$$

C - Les armatures fictives :

$$A_f = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} : \quad \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 384 \text{ Mpa}$$

$$= (0,856 \times 10^3) / (0,993 \times 7 \times 384) = 0,321 [\text{cm}^2]$$

III-1-2-3 Calcul en flexion composée :

- **Armatures réelles :**

$$A = A_f - N_u / \sigma_s$$

$$= 0,312 - (2,312 / 34,8) = 0,245$$

III-1-3 Vérification à l'ELU:**III-1-3-1 Condition de non fragilité : [Art : A.4.2.1 BAEL 91]****A > A_{min}**

$$A_s = A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 7 \times (2,1 / 400) = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,245 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée.

Donc on adopte une section : $A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$.

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $3\varnothing 8 \Rightarrow A_r = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec un espacement : $St = 60/4 = 15 \text{ cm}$

III-1-3-3 Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 21, BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) = \min (2,5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = V_u / b.d.$$

Avec :

V_u : effort tranchant max à l'ELU.

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kn}$$

$$\tau_u = 1,5.10 / 100. 7 = 0,021 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'adhérence des barres :** (Art A. 6.1.3-BAEL 91)

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

ψ_s : Coefficient de scellement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.} \\ \psi_s = 1 \text{ pour les ronds lisses.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_q}$$

$$\sum U_i = n \pi \varphi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$\sum u$: Somme de périmètres utiles des barres ;

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,236 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} = 0,236 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Longueur de scellement droit :** (Art A.1.2.2-BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = 40 \Phi \text{ pour FeE 400} \end{array} \right.$$

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\Rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

✓ **Espacement des barres :**

Nous avons une fissuration préjudiciable $\Rightarrow St = 15 \text{ cm} < \text{Min}(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

III-1-3-4 : Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable donc on doit vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \quad \text{Avec :}$$

η : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les H A} \\ \eta = 1 \text{ pour les R L} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.6 \text{ MPa} ; \max(200 ; 201.63) \text{ MPa} \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.605 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.605 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0.915) = 0.255 \text{ Avec : } \beta = 0.915$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0.255}{15(1 - 0.255)} = 0.022$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.022 \times 46.605 = 1.025 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.025 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III-1-3-4 : Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces

Sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$$\Rightarrow A = 0.15 \text{ (Art 4.2.3 tab 4-1)}$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) :

$$C_p = 0.8$$

W_p : Poids de l'acrotère (W_p = 1,713 [KN/ml])

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.713 = 0.657 \text{ [KN/ml].}$$

$$F_p = 0.657 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

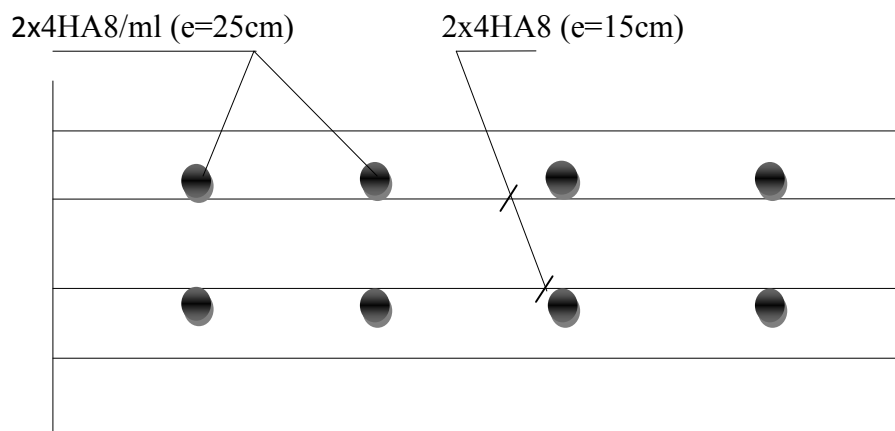
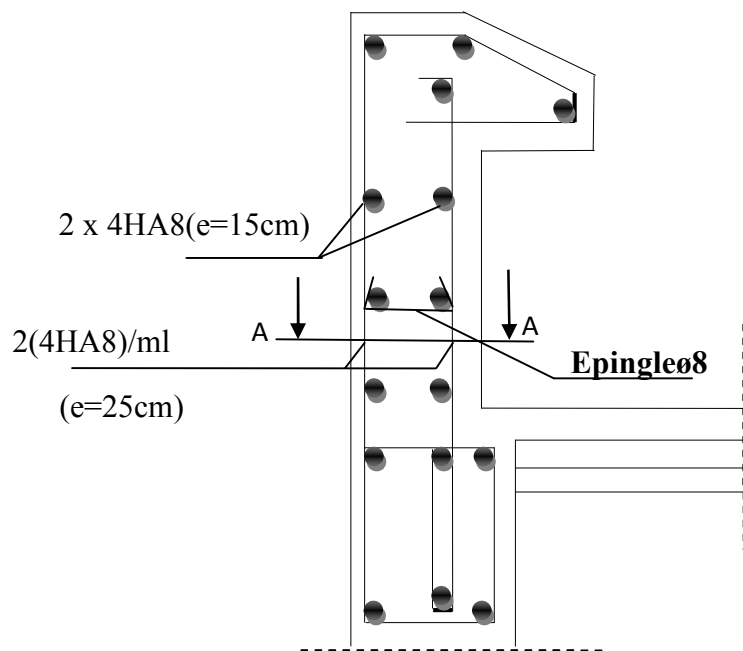
Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de L'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St = 25 cm**.

Armatures de répartitions : **3HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.

Armatures de répartitions : **4HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.



Coupe A-A

Figure III-3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une Dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et Disposées suivant le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes Qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III .2 : les plancher :

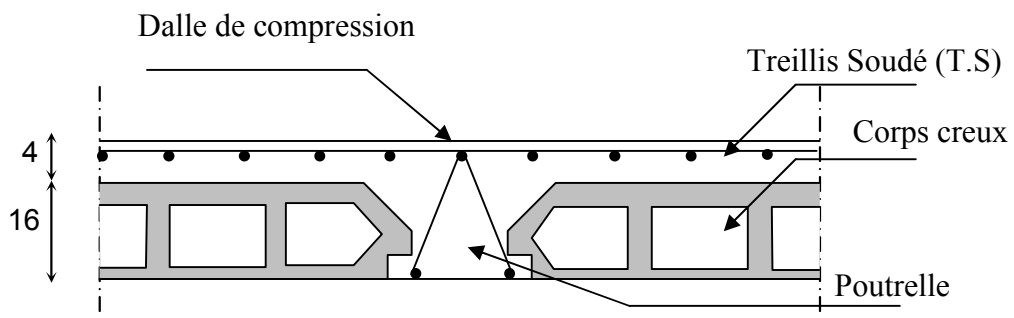


Fig. III.2.1: Schéma descriptif d'un plancher courant.

-Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65cm entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

-Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.

III.2.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4 L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section $A = 0,63 \text{ cm}^2$

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$

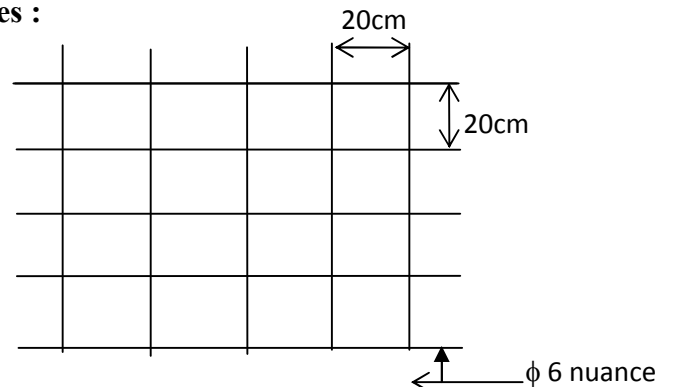


Fig. III.2.2: Treillis soudé de 20x20 cm LE520

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2$$

On adopte la même section que précédemment

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x 6x 200x200) mm².

III.2.2. Etude des poutrelles :

La poutrelle préfabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm².

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité,

C'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation (plancher de RDC).

1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- ◆ **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite Portée.
- ◆ **Critère de la continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les Poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

2. Dimensionnements des poutrelles :**• Calcul de la dalle de compression :**

- La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée
- d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520).
- La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la Largeur efficace de la table de compression.
- Les règles **BAEL** précisent que la largeur de la table de compression (b_1), est à

Prendre en compte dans chaque cote d'une nervure a partir de son parement est

Limitée par la plus petite des valeurs suivantes

- $b_1 \leq L - b_0 / 2$ (1)

- $b_1 \leq L_1 / 10$ (2)

- $b_1 \leq 2 / 3 \cdot L / 2$ (3)

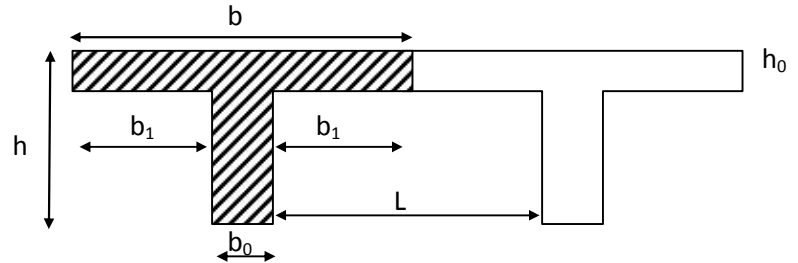


Fig.III.2.3 : Construction de la section en Té.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles.

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.10$ m (la travée la plus sollicitée).

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

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

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

Donc :

(1) $\Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5$ cm

(2) $\Rightarrow b_1 \leq 310 / 10 = 31$ cm

(3) $\Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (310/2) = 103,33$ cm

D'où : $b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65$ cm

- ◆ Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression après coulage de la dalle de compression :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids

Propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'ouvre.

a) Chargement :

- ◆ Poids propre de la poutrelle : $G1 = 1 \times 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$
- ◆ Poids propre du corps creux (16 cm) : $G2 = 1 \times 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ ml}$
- ◆ Surcharge de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

⇒ La charge permanente: $G = G1+G2= 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$.

⇒ La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

b) Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

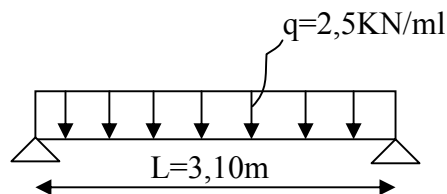


Fig. III.2.3 : Schéma statique de calcul de la poutrelle

- ✓ La combinaison de charge à considérer :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment en travée :

$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 2.50 (3,10)^2 / 8 = 3,00 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$T = q_u \cdot L / 2 = 2.50 (3,10) / 2 = 3,88 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

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

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,00 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 4,40 \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$M_b = 4.40 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section doublement armée (SDA)

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la Poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée Comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges Suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,18 \times 0,65 = 3,37 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 2,50 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$
- La combinaison de charge :
 - ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,37) + 1,5(1,625) = 6,98 \text{ KN/ml}$
 - ELS : $q_s = G + Q = 3,37 + 1,625 = 5,00 \text{ KN/ml}$

III-2.3) Choix de la méthode de calcul :**Méthode forfaitaire :****a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont :

- 1) – la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à

$$5 \text{ KN/m}^2 \quad Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2 \times 5,18 = 10,36 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- 2) – le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes

- 3) travées considérées \Rightarrow condition vérifiée

- 3) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$L_i / L_{i+1} = 3,10 / 3,10 = 1,00 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi

Qu'à ces revêtements. \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

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

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

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.
- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

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

d) Application de la méthode

On a la surcharge du RDC et l'étage courant ($Q = 1,5\text{KN/ml}$)

Donc on effectuera un seul calcul

Calcul du plancher de RDC

$$G = 5,18 \times 0,65 = 3,37 \text{ kN}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,01 \text{ kN/ml}$$

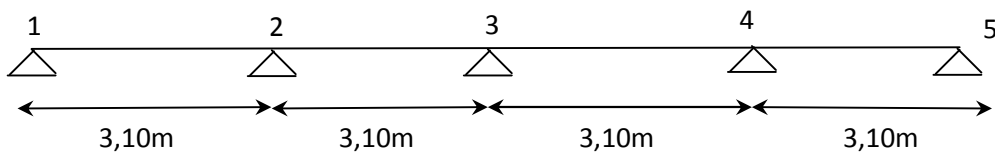
Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,37} = 0,22$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

Calcul des moments isostatique :



$$M_{0I} = 6,01 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{0I} = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 6,01 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 6,01 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 6,01 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \max(M_{0III}, M_{0IV}) = 7,22 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 2,17 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 3,61 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 2,89 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 M_{04} = 3,61 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 M_{04} = 2,17 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

• **Travée de rive 1 – 2**

$$M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_1 + M_2}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.066 \times 7.22 - \frac{2.17 + 3.61}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 4.81 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.63 \times 7.22 = 4.55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tAB} = 4.81 \text{ KN} \cdot \text{m}$

• **Travée intermédiaire 2 - 3**

$$M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_2 + M_3}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.066 \times 7.22 - \frac{3.61 + 2.89}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 4.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.53 \times 7.22 = 3.83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tBC} = 4.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$

• **Travée intermédiaire 3- 4**

$$M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_3 + M_4}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tCD} \geq 1.066 \times 7.22 - \frac{2.89 + 3.61}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 4.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.53 \times 7.22 = 3.83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tCD} = 4.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$

• Travée intermédiaire 4 - 5

$$M_{tDE} \geq (1 + 0.3 \cdot \alpha) M_{04} - \frac{M_4 + M_5}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tDE} \geq 1.066 \times 7.22 - \frac{3.61 + 2.17}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.53 \times 7.22 = 3.83 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 4.81 \text{ KN.m}$

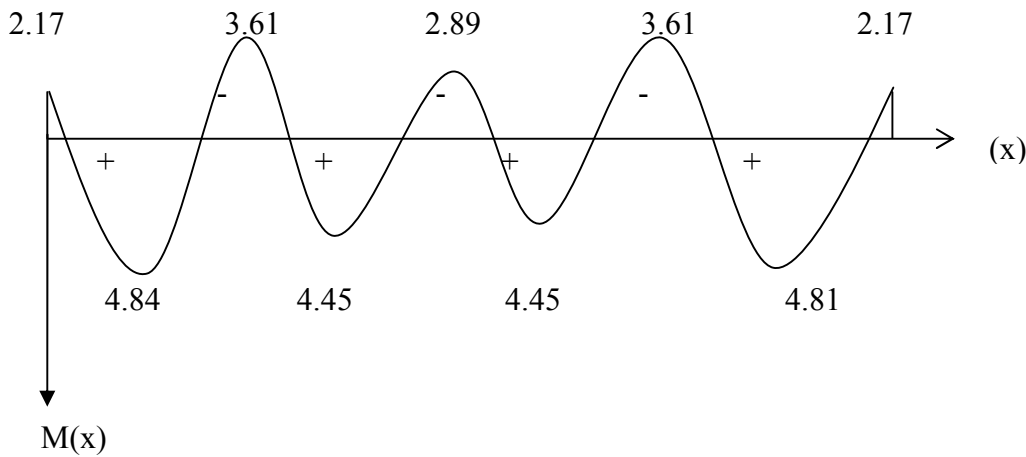


Fig.III.2.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

e) Calcul des efforts tranchants

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

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w	2,17	3,61	2,89	3,61
M_e	3,61	2,89	3,61	2,17
T_w	-9,78	-9,08	-9,55	-8,85
T_e	8,85	9,55	9,08	9,78

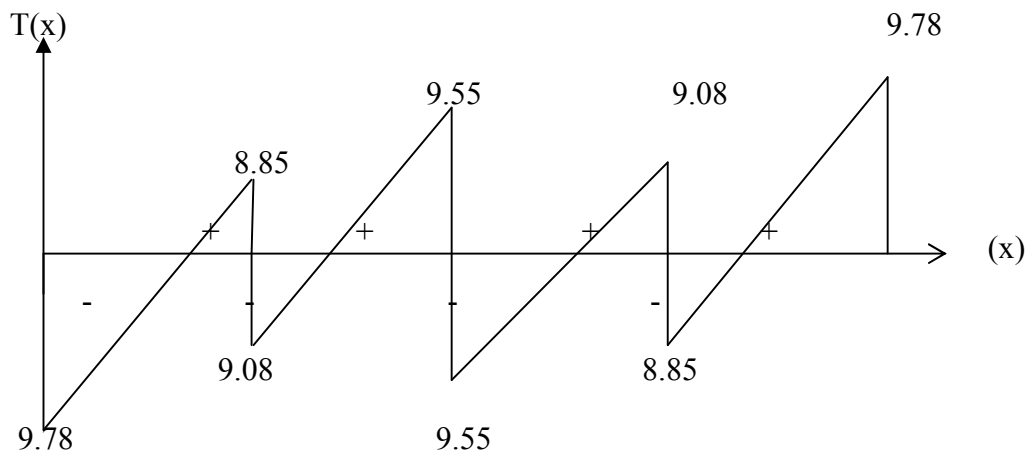


Fig.III.2.5 : Diagramme des efforts tranchants

III-2.4) Calcul des armatures :

III-2 .4.1) Calcul à ELU

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{t \max} = 4.81 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{a \max} = 3.61 \text{ KN. m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T_e dont les caractéristiques

Géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}, b_0=12\text{cm}, h = 20\text{cm}, h_0=4\text{cm}, d=h-c=20-2= 18\text{cm}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 4.81 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bc} \quad \text{Avec : } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 4.81 \text{ KN.m} \langle M_t \Rightarrow L' \text{ axe neutre est dans la table de compression}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.81 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.81 \times 10^5}{0,992 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis**

$$M_a^{\max} = 3.61 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0=12\text{cm}$ et de hauteur **$h=20\text{cm}$**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.61 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.61 \times 10^5}{0,994 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$.

Conclusion

En travée : $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

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

$$\phi \leq \min (h / 35, b / 10, \phi \text{ max })$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1, 2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte : $2 \text{ HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

V -3-3 – Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

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

$$\Rightarrow S_t = 16 \text{ cm}$$

III-2.5) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 , A 4.2.1) :

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 0,21 / 40 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 0,21 / 40 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 9.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 9.78 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (2 \times 12) = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.78 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75.36} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

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

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 9.78 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

5) l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 21 = 2.83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42.40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4 L_s$

$$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

6) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 9.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{9.78 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.08$$

$$\tau_u = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-2.6) Calcul à L'ELS:

1) Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas,

Pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de

Calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.72$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.01 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 4.35 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.72$$

➤ Les moments en travées :

$$M_{t12} = 4.81 \times 0.72 = 3.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{t23} = 4.45 \times 0.72 = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{t34} = 4.45 \times 0.72 = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{t45} = 4.81 \times 0.72 = 3.46 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en appuis :

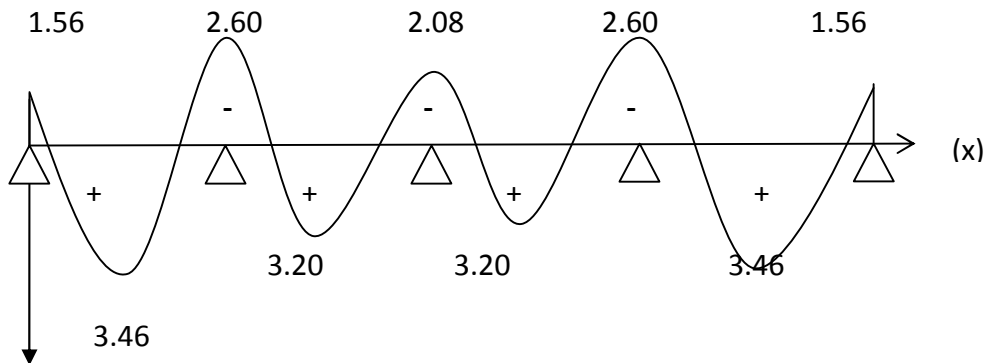
$$M_1 = 2.17 \times 0.72 = 1.56 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 3.61 \times 0.72 = 2.60 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 2.89 \times 0.72 = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 3.61 \times 0.72 = 2.60 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 2.17 \times 0.72 = 1.56 \text{ KN.m}$$



$M(x)$ **Fig.III.2.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS**

Effort tranchant à l'E.L.S :

➤ Travée 1 – 2 :

$$V_1 = -9.78 \times 0.72 = -7.04 \text{ KN}$$

$$V_2 = 8.85 \times 0.72 = 6.37 \text{ KN}$$

➤ Travée 2 – 3 :

$$V_2 = -9.08 \times 0.72 = -6.54 \text{ KN}$$

$$V_3 = 9.55 \times 0.72 = 6.88 \text{ KN}$$

➤ Travée 3 – 4 :

$$V_3 = -9.55 \times 0.72 = -6.88 \text{ KN}$$

$$V_4 = 9.08 \times 0.72 = 6.54 \text{ KN}$$

➤ Travée 4 – 5 :

$$V_4 = -8.85 \times 0.72 = -6.37 \text{ KN}$$

$$V_5 = 9.78 \times 0.72 = 7.04 \text{ KN}$$

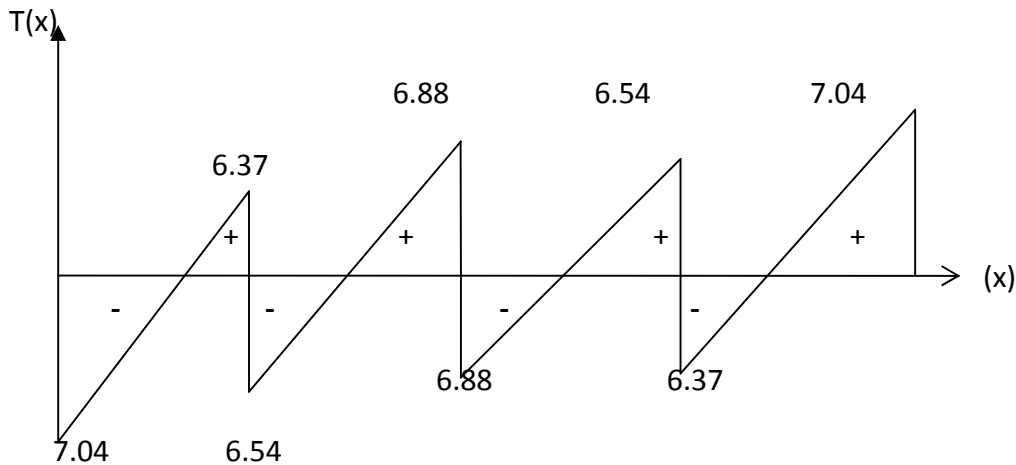


Fig.III.2.5: Diagramme des efforts tranchants

III-2.7) Vérification des contraintes : à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,05$$

$$\rho = 1,05 \Rightarrow \beta_1 = 0,858, \alpha_1 = 0,426 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,430 \Rightarrow K = 0,050$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,46 \times 10^6}{0,858 \times 18 \times 4,52 \times 10^3} = 49,56 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 2,48 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.032, \alpha_1 = 0.324 \\ \beta = 0.892 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{2.60 \times 10^6}{0.892 \times 18 \times 1.13 \times 10^3} = 143.30 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 4.59 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Quelque fois, on peut admettre que le calcul de la flèche de la poutre associée aux hourdis n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites : 0

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = 0,044 \quad 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_r}{15 \cdot M_0} \quad 3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

h : La hauteur totale plancher.

L : La portée libre de la poutrelle.

M_0 : Valeur maximal du moment isostatique dans la travée.

M_r : Moment fléchissant maximal en travée.

b_0 : La largeur de la nervure.

A : La section d'armatures tendues.

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0,0104 > \frac{3.6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ cm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

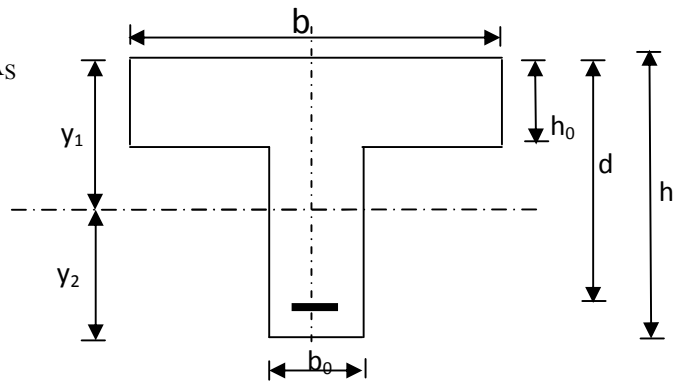
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.26$$

$$B_0 = 485.9 \text{ cm}^2$$



Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 18 = 2967,01 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{485.9} = 7.06 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.06 = 12.94 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.06^3 + 12.94^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.06 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.26(12.94 - 2)^2$$

$$I_0 = 19842,37 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0,010$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.010} = 1.64$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,76 ; 0\} = 0,76$$

$$I_{fV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 19842.37}{1 + 1.64 \times 0,76} = 9716.26 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot 1^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fV}}$$

$$f = \frac{3.46 \times 3.10^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 9716.26 \times 10^{-8}} = 0.0031 \text{ m} < \bar{f} = 6.2 \text{ vmm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

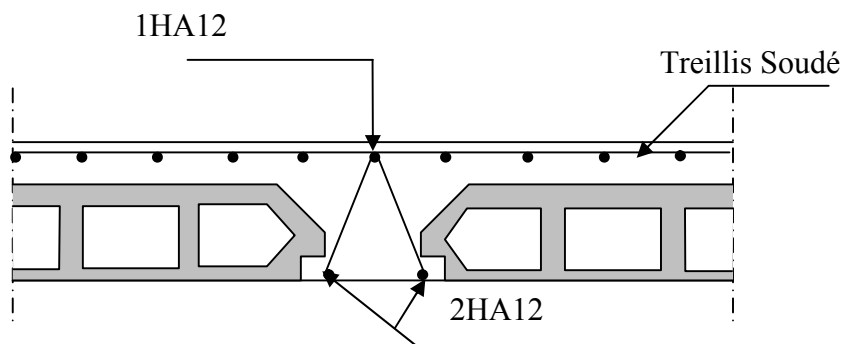


Fig. III.2.1: Schéma de ferrailage d'un plancher courant.

III-3 : Calcul du balcon

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, l'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

Avec L : largeur de la console

I - Pré dimensionnement de la dalle pleine :

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{Avec L : largeur du balcon.}$$

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

a- Charges permanentes:

- poids de revêtement (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/ml}$
- couche de sable (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- poids propre de la dalle : $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Enduit en plâtre (1,5cm) : $0,015 \times 22 = 0,33 \text{ KN/ml}$.

$$\mathbf{G_1 = 5,78 \text{ KN/ml.}}$$

b- charge concentrée :

- Poids propre du garde corps : $0,10 \times 9 = 0,9 \text{ KN/ml}$.
- Enduit en plâtre (2 cm) : $0,02 \times 10 \times 2 = 0,40 \text{ KN/ml}$.

$$\mathbf{G_2 = 1,30 \text{ KN/ml}}$$

c- surcharge d'exploitation: Q=3,5 KN/ml.

II - Calcul à l'ELU :

La console sera calculée comme une section rectangulaire (100×15) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bonde de 1ml.

II -1- Combinaison de charges :

Dalle pleine :

$$Q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q$$

$$Q_{u1} = 1,35(5.78) + 1,5(3,5) = 13.05 \text{ KN/ml}$$

Garde corps :

$$Q_{u1} = 1,35 G_2 = 1.35 \times 1.30 = 1.76 \text{ KN/ml}$$

II -2- Le moment provoqué par la charge Q_U :

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

$$M_u = -\frac{13,05 \cdot x1,20^2}{2} - 1,20 \cdot x1,76 = -11.51 \text{ KN.m}$$

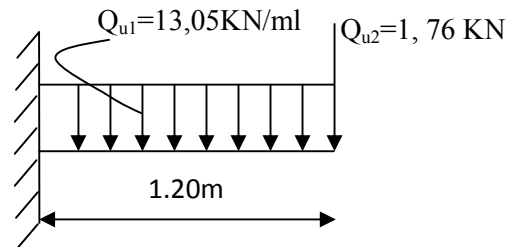
Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure

Est tendue.

II -3- Effort tranchant :

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

$$V_u = -13,05 \cdot x1,20 - 1,76 = -17.42 \text{ KN}$$



III- Calcul de ferrillage :

III-1- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.51 \cdot x100}{100 \cdot x13^2 \cdot x1,42} = 0,048$$

$$\mu_b = 0,048 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.51 \times 100}{0,975 \times 13 \times 34,8} = 2.61 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

III-1- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{Soit}} : \quad \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2} \quad \text{avec un espacement } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}.$$

IV- Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

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

$$\tau_u = \frac{17.42 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,134 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

IV- 3- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u = 17.42 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017.39 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV-4- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

(ART- 4-2-1 /BAEL91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{17.42 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,60} = 1.185 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,00 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 1.185 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

IV- 5- Ancrage des barres aux appuis :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,7 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{soit: } L_s = 36 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 36 = 14,4 \text{ cm}$.

Soit $L_a = 15 \text{ cm}$.

IV- 6- Espacement des barres :

Armatures principales :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

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

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

V - Calcul à l'ELS :

V- 1- Combinaison de charge :

$$Q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,78 + 3,5 = 9,28 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{s2} = G_2 = 1,30 \text{ KN / ml}$$

V-2- Calcul des moments :

$$M_s = M_{Qs1} + M_{Qs2}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{s2} xL$$

$$M_s = 9,28 \frac{1^2}{2} + 1,30 \times 1$$

$$M_s = 8,24 \text{ KN.m}$$

V- 3- Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b \circ \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 3,14(13 - y) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 612,3 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 353,1 \rightarrow y = 3,06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,06^3}{3} + 15 \times 3,14(13 - 3,06)^2 = 5608,73 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,62}{5608,73} \times 3060 = 4,70 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \quad ; \quad \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125$
- $\frac{1}{10} = 0.1$
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \Rightarrow \quad \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125$
- $\frac{M_s}{10.M_0} = \frac{8,24}{10.8,24} = 0,1 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche

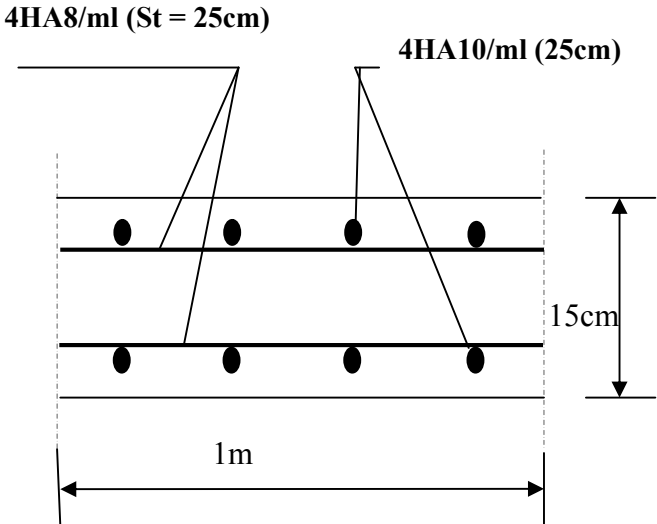
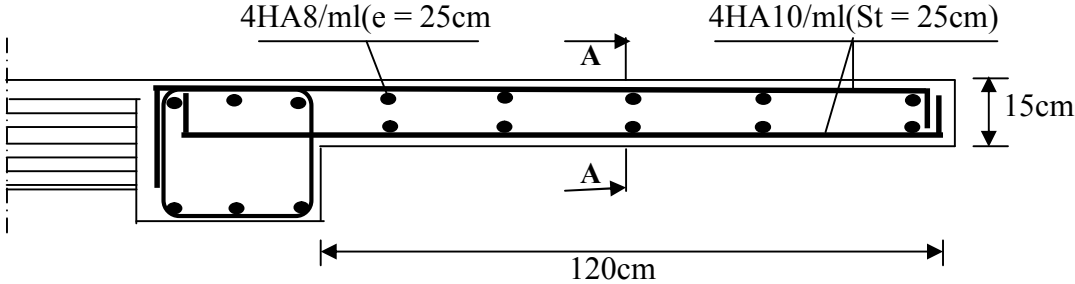


Fig.III.3.2 : Ferrailage du Balcon

III 4-Calcul du porte à faux :

Le porte a faux est considéré comme une console et constitué d'un corps creux faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donné par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du porte à faux.}$$

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}, \text{ on prend } e_p = 15 \text{ cm.}$$

a- Charges permanentes:

- poids de revêtement (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$;
- Mortier de pose (3cm) : $0,03 \times 20 = 0,60 \text{ KN/ml}$;
- couche de sable (3cm) : $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$;
- poids propre de la corps creux : $2,80 \text{ KN/ml}$
- Enduit en plâtre (1,5cm) : $0,015 \times 22 = 0,33 \text{ KN/ml}$.

$$G_1 = 5,78 \text{ KN/ml.}$$

b- charge du garde corps :

- Poids propre du garde corps : $0,10 \times 9 = 0,9 \text{ KN/ml}$.
- Enduit en plâtre (2 cm) : $0,02 \times 10 \times 2 = 0,40 \text{ KN/ml}$.

$$G_2 = 1,30 \text{ KN/ml}$$

c- surcharge d'exploitation:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) $Q = 1,5 \text{ KN/ml}$ (Espace d'habitation).

II - Calcul à l'ELU :

La porte-à-faux sera calculer en flexion simple pour une bonde de 1m. la section dangereuse est située aux niveau de l'encastrement.

II -1- Combinaison de charges :

Dalle pleine : $Q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q$

$$Q_{u1} = 1,35(5.78) + 1,5(1,5) = 10.05 \text{ KN/ml}$$

Garde corps : $Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1.35 \times 1.30 = 1.76 \text{ KN/ml}$

II -2- Le moment provoqué par la charge Q_U :

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

$$M_u = -\frac{10,05 \cdot 1,40^2}{2} - 1,76 \cdot 1,40 = -12.31 \text{ KN.m}$$

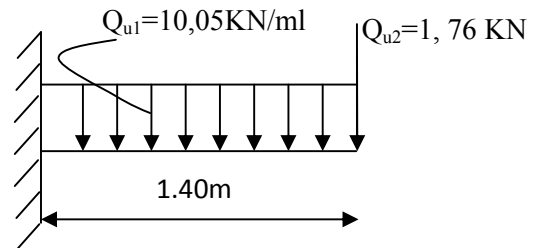
Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieur

Est tendue.

II -3- Effort tranchant :

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

$$V_u = -10,05 \cdot 1,40 - 1,76 = -15.83 \text{ KN}$$



III- Calcul de ferrailage :

III-1- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.31 \times 100}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.051$$

$$\mu_b = 0.051 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.051 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.31 \times 100}{0.974 \times 13 \times 34.8} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

III-1- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{Soit}} : \quad \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$
 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV- Vérifications à l'ELU :**IV-1- Condition de non fragilité : (ART-A-4-2-1/BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \{0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}.$$

$$\tau_u = \frac{15,83 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,122 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

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

IV- 3- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 15,83 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017,39 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{15,83 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 102,72} = 1,317 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 12 = 102,72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1,317 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

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

IV- 5- Ancrage des barres aux appuis :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{ soit: } L_s = 43 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur $L_a=0,4 \times L_s= 0,4 \times 43 =17,2\text{cm}$.

Soit $L_a=18\text{cm}$.

IV- 6- Espacement des barres :

Armatures principales :

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

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

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

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

V - Calcul à l'ELS :**V- 1- Combinaison de charge :**

$$Q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.78 + 1,5 = 7.28 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{s2} = G_2 = 1,30 \text{ KN / ml}$$

V-2- Calcul des moments :

$$M_s = M_{Qs1} + M_{Qs2}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{s2} xL$$

$$M_s = 7.28 \frac{1^2}{2} + 1.30 \times 1$$

$$M_s = 8.95 \text{ KN.m}$$

V- 3- Vérification des contraintes :

faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b \circ \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 4,52(13 - y) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 67,8y - 881,4 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 425,29 \rightarrow y = 3,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,57^3}{3} + 15 \times 4,52(13 - 3,57)^2 = 7545,75 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,95}{7545,75} \times 3570 = 4,23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \quad ; \quad \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,107$
- $\frac{1}{10} = 0.1$
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \Rightarrow \quad \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,107$
- $\frac{M_s}{10.M_0} = \frac{8,95}{10 \times 8,95} = 0,1 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche

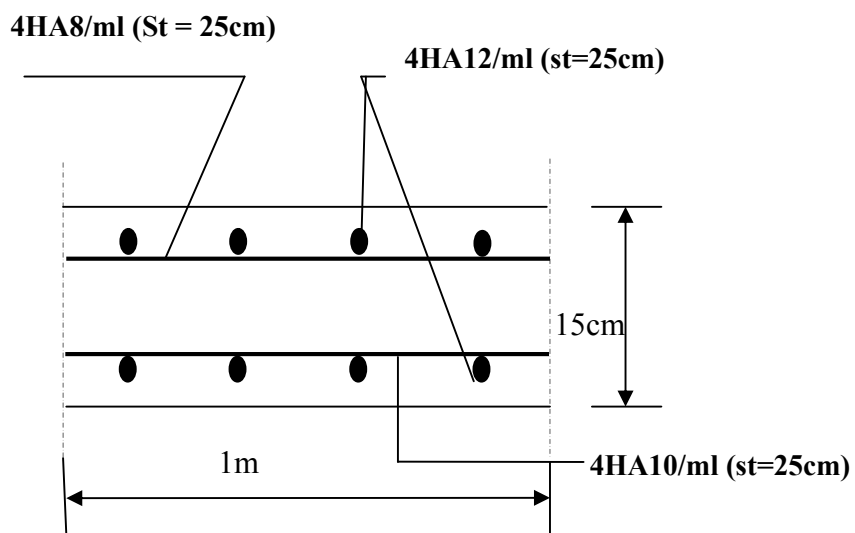
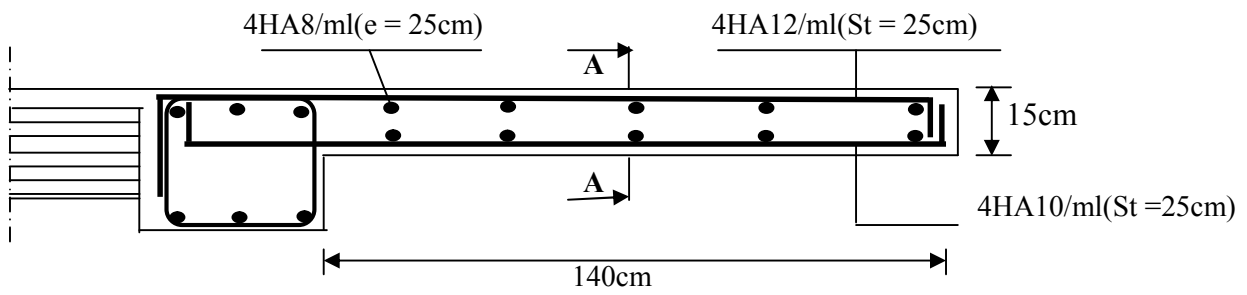


Fig.III.3.2 : Ferrailage du port- à faux

III.5- Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.5.1 Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

La hauteur ht : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec :L :la portée libre maximal dans le sens considéré.

La largeur b :

$$0,4 ht \leq b \leq 0,7ht$$

Sachant que L = 310cm

$$\frac{L}{15} = \frac{310}{15} = 20.66cm \text{ et } \frac{L}{10} = \frac{310}{10} = 31cm$$

Ce qui donne $20,66 \leq ht \leq 31$

On prend ht= 30cm

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 ht = 12cm$$

$$0,7 ht = 21cm$$

On prend b = 20cm.

III.5.2 Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1).

$$\left. \begin{array}{l} b = 20cm \geq 20cm \\ ht = 30cm \geq 30cm \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

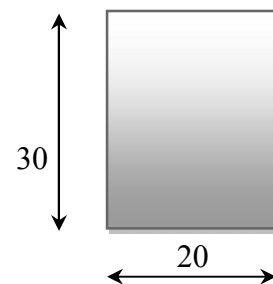


Fig. III.5.1 Dimensions de la poutre chaînage

REMARQUE

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est **(20x 30) cm²**

III.5.3 Evaluation des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $0,20 \times 0,3 \times 25 = 1,5 \text{ kN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,3)2,36 = 6,51 \text{ kN/ml}$
- Poids du plancher : $5,18 \times \frac{0,65}{2} = 1,68 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 9,69 \text{ kN/ml.}$$

❖ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ kn/ml.}$$

III.5.4 Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1,3 G + 1,5Q = 1,35 \times 9,69 + 1,5 \times 0,487 = 13,81 \text{ KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 9,69 + 0,487 = 10,18 \text{ KN/ml.}$

III.5.6 Etude de la poutre a l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

a) Calcul des efforts :

- Calcul des moments :

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{13,81 \times 3,10^2}{8} = 16,60 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 16,60 = 14,11 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0,30 \times 16,60 = -4,98 \text{ KN.m}$$

- Calcul des réactions d'appuis:

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 13,81 \times \frac{3,10}{2} = 21,41 \text{ KN}$$

$$T_y = 21,41 \text{ KN}$$

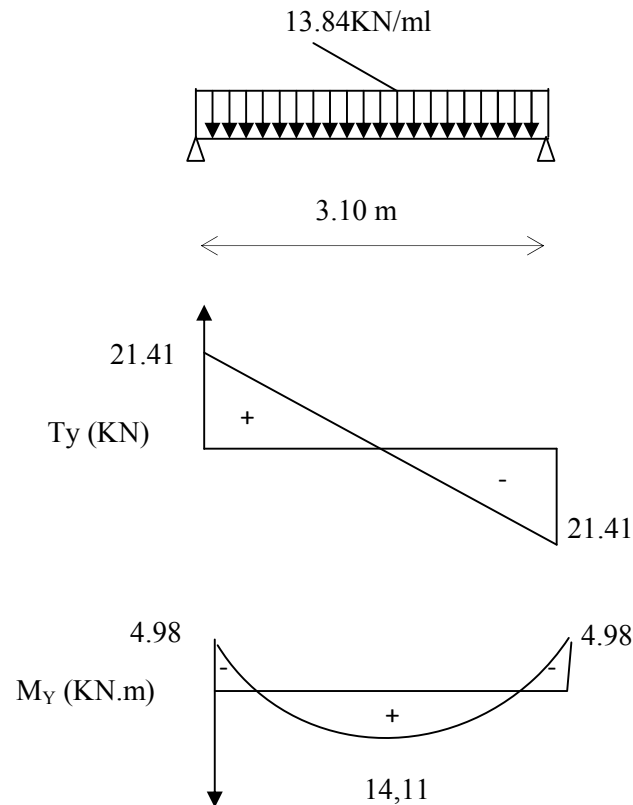


Fig. III.5.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

b) Calcul des armatures longitudinales :

• Entravée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{14,11 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,063$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,063 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14,11 \times 10^3}{0,968 \times 28 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39cm²**

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4,98 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{4,98 \times 10^3}{0,989 \times 28 \times 348} = 0,516 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA10 = 2,36cm²

III-5-7 Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)

- ❖ Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 2,36 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

- ❖ Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{21,41}{0,20 \times 0,28} = 382,32 \text{ KN / m}^2 = 0,382 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{(Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,382 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- ❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

1) dans le béton : (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 21,41 \text{ KN} \leq 0,4 \times 20 \times 0,9 \times 28 \frac{2,5}{1,5} = 336 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

2) Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(21,41 + \frac{-4,98}{0,9 \times 0,28} \right) = -0,0047 \text{ cm}^2$$

—————> (Condition vérifiée)

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :**

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{Se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,41 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 94,20} = 0,901 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 0,901 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

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

❖ Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{20}{10} = 2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; 4HA8=2,01cm²

Selon le (BAEL91 modifié 99Art A.5.1, 21) L'espaceur des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 28 \times 40 \text{ cm}) = \min(25,2; 40) = 25,2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } s_t = 25 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,61 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :

• En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 12)$$

$$\text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

• En zone courante (travée) :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

❖ Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

III.5.8 Vérification à l'ELS :

$$q_s = 10,18 \text{ KN/m}$$

a) Calcul des efforts :**• Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10,18 \times \frac{3,10}{2} = 15,78 \text{ KN}$$

• Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10,18 \times \frac{3,10^2}{8} = 12,23 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 12,23 = -3,67 \text{ KN.m}$$

- En travée:

$$M_t = 0,85 \times 12,23 = 10,39 \text{ KN.m}$$

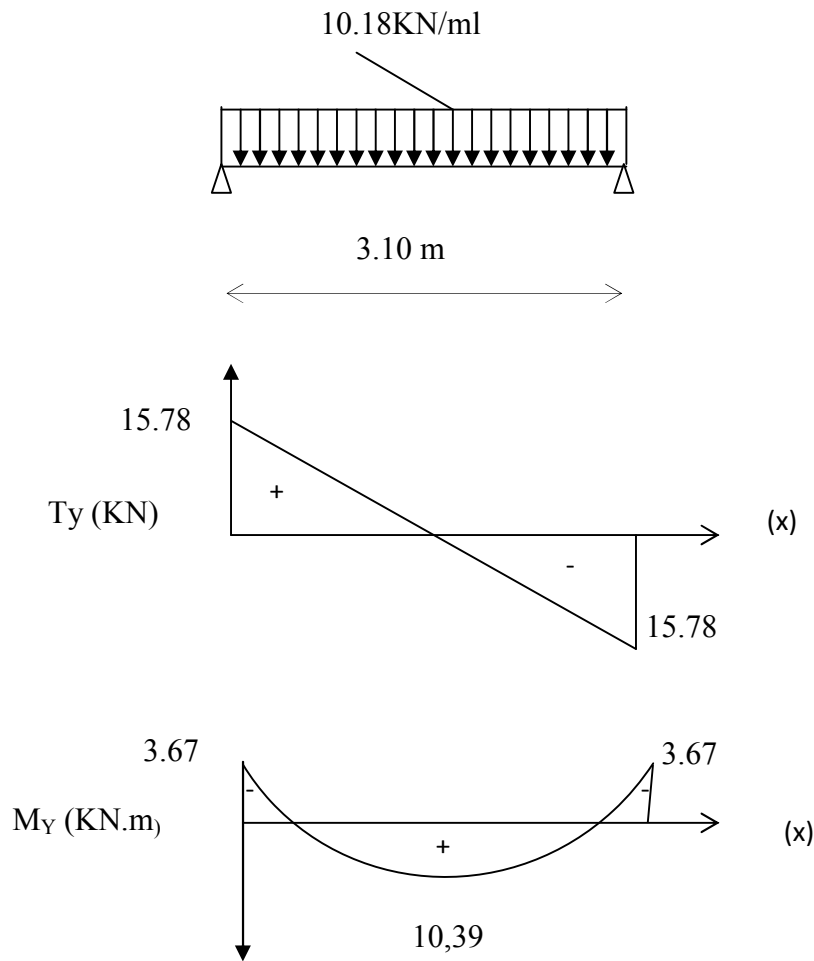


Fig. III.5.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

b) vérification de la résistance du béton à la compression :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2,36}{20 \times 28} = 0,421 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,901 \\ K_1 = 35,50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{3.67.10^6}{0,901 \times 280 \times 2,36 \times 10^2} = 61.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{61.64}{35.50} = 1.74 \text{ MPa}.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.74 \text{ MPa} . \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} . \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée :

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0.61 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0,885 \\ K_1 = 28,48 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{10,39.10^6}{0,885 \times 280 \times 3,39.10^2} = 123.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{123.68}{28.48} = 4,34 \text{ MPa}.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.34 \text{ MPa} . \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} . \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

- La fissuration est préjudiciable :

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{st} = 123,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

b) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{310} = 0,096 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{310} = 0,096 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10,39}{10 \times 12,23} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,006 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

c) Conclusion :

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

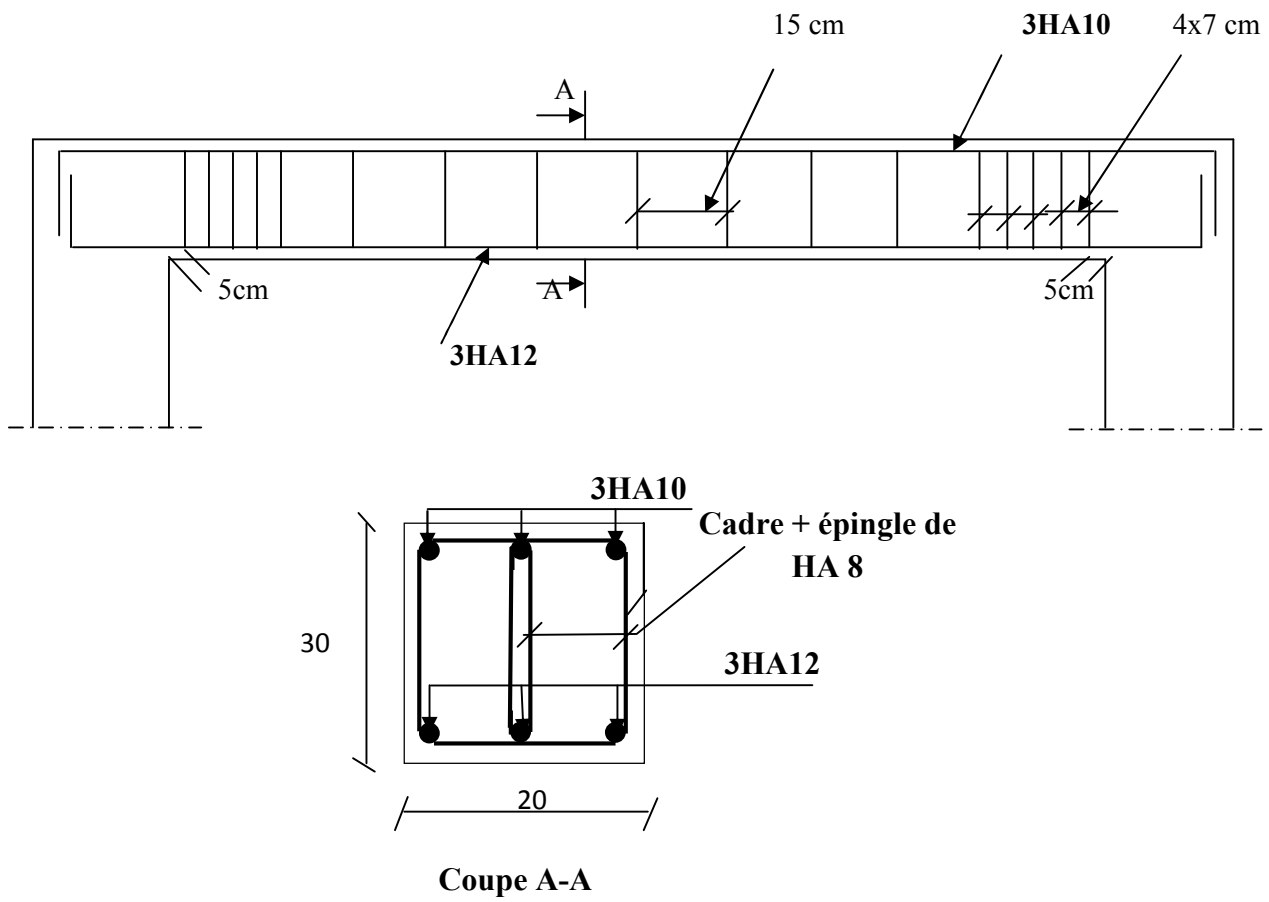


Fig.III.5.4 ferrailage de poutre de chaînage

III.6. Les Escaliers :

6-1) Définitions :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une Construction. De coté du vide, les volées et les paliers de l'escalier sont munis d'un garde Corps ou d'une rampe.

Notre bâtiment doté d'un seul type d'escalier droit, comportant deux volées identiques et un seul palier de repos. Les escaliers sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculée à la flexion simple. En raison de non exposition des différents éléments de l'escalier aux intempéries, les Fissurations sont considérées peu nuisibles. Ils soumirent à leur poids propre et aux surcharges.

6-2) Terminologie :

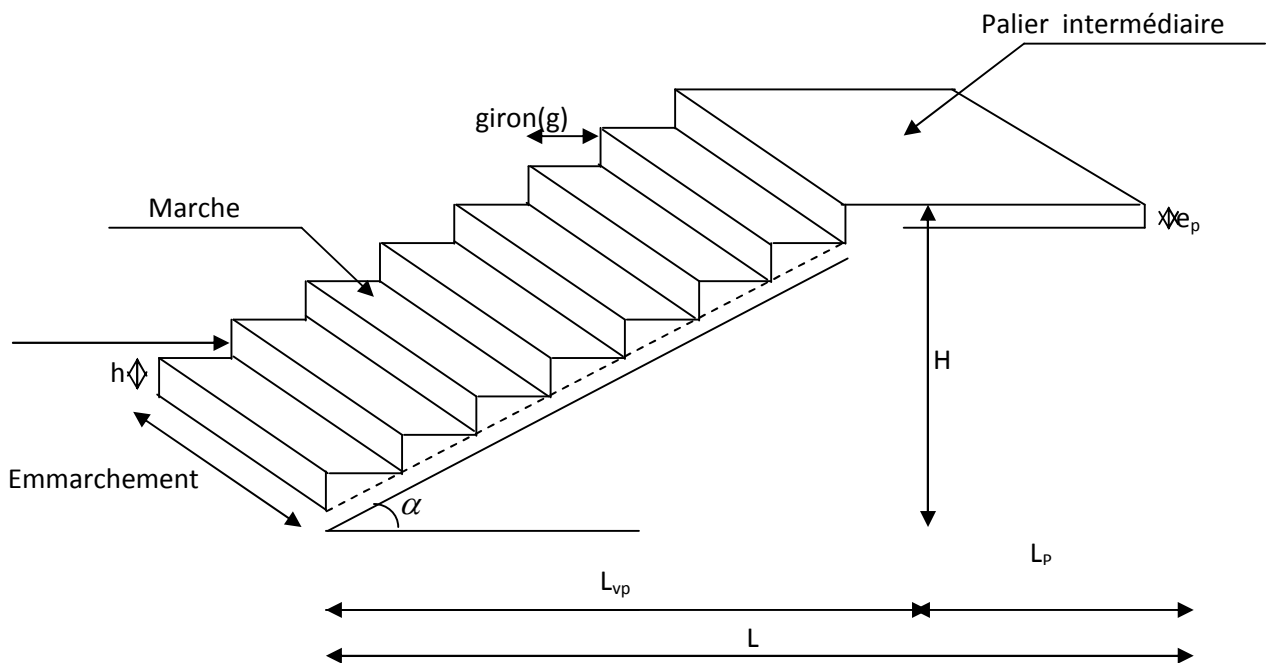


Fig III-6-1 : Schéma statique de l'escalier

Notations utilisées :

g : giron.

ep : épaisseur de la paillasse et de palier.

h : hauteur du contre marche.

H : hauteur de la volée.

L_{vp} : longueur de la volée projetée.

L_p : largeur du palier.

L: longueur linéaire la paillasse et celle palier.

- **La Marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, arrondie, etc.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et le cotre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **hauteur (h)** : est la différence de niveaux entre deux marches successives, sa valeur courantes $h=13$ à 17cm , jusqu'à 22.5cm pour les escaliers à usages technique ou privé.
- **Giron(g)** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Palier** : est la plate de forme constituant un repos entre deux volées intermédiaire et/ou à chaque étage.
- **L'échappée** : hauteur libre à la verticale d'un nez de marche avec le plafond, une autre marche de la volée supérieure ou tout élément de la construction.
- **L'emmarchement** : la largeur de palier de repos.
La palliase : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et cotre
- **Ligne de foulée** : ligne située au milieu d'escalier s'il a moins de 1m de large, il est 0.50m de rampe (coté intérieure).
- **Volée** : c'est la suite des marches ininterrompue comprises entre deux paliers consécutifs.

6-3) les différents types d'escaliers : Il existe plusieurs formes de cage d'escalier, cela dépend de la géométrie de la structure et l'espace, on distingue les escaliers :

- à cartier tournant.
- à palier intermédiaire.
- à la française (limon apparent sur les cotés).
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

6-4) dimensions des escaliers :

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour les dimensions des marches (**g**) et contre marche (**h**) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est suivante :

$$0.60 \leq g + 2h \leq 0.66 \text{ (m)}$$

{ La limite inférieure 0,60 correspondant à des escaliers courants d'appartement
 { La limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics.

On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne).

g : le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère d'escalier, on distingue :

- Couramment 1m.
- Les grands escaliers sont de 1,50 à 2m.
- Les escaliers de services sont de 0,70 à 0,90.
- Les descentes des caves sont de 1m.

Le calcul d'escalier est très simple. Soit **H** la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds+épaisseur du plancher fini). Admettant a priori des marches de hauteur **h** le nombre : $n = H/h$ n'est pas, en générale, un nombre entier ; on prendra l'entier **n'** supérieur ou inférieur selon le cas et on aura **n'** marches de hauteur : $h = H/n'$.

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g(n'-1)$

A) pré dimensionnement de l'escalier :

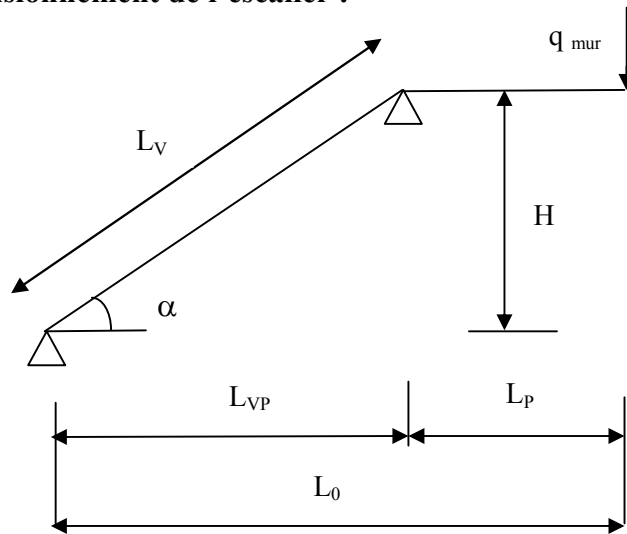


Figure III.6.2 : Schéma statique.

Pour un bâtiment à usage d'habitation où recevant un publique dont la hauteur d'étage est de 3,06m, l' hauteur des marches sont:

$$\begin{cases} 13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

- prenons la hauteur de marche $h=17\text{cm}$
- Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9,00 \Rightarrow n = 9$ contre marches .
On prend : **$n = 9$ contre marches.**

- Le nombre de marche est pris comme suite :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches.}}$$

• La relation lié (h) et (g) et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de **BLONDEL** : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$

On prend : **$g=30\text{cm}$**

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times (17) \leq 64 \text{ cm} \mapsto ?$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm.} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- En habitation collective l’emmarchement doit être $\geq 1,20m$.
 $1,70m \geq 1,20m \longrightarrow$ condition vérifiée

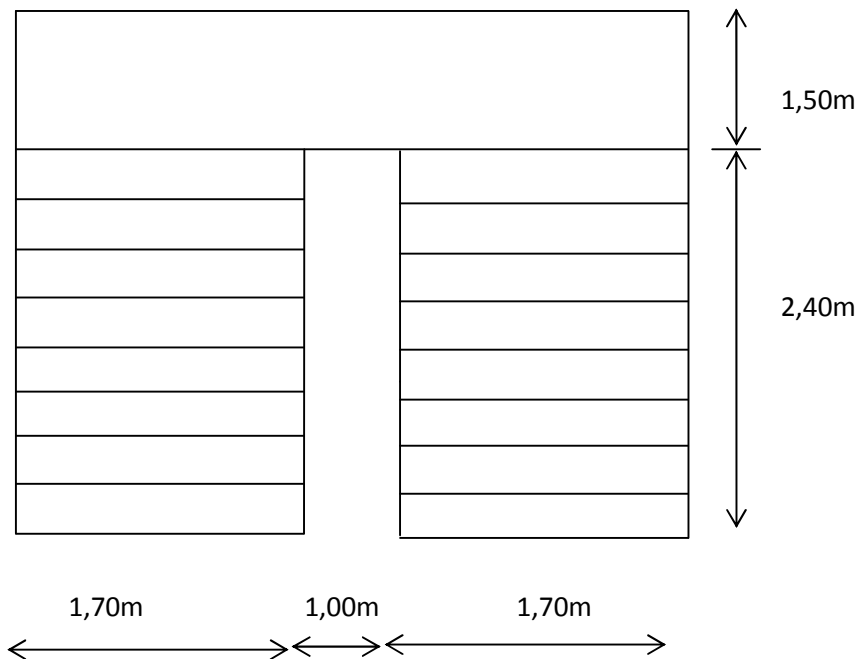


Figure.III.6.3 : vue en plan d’escalier

- Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l’escalier.
- La profondeur du palier de repos est : $L_p \geq 1,10$ ou $L_p \geq 3.g$

$$L_p = 1,50 \geq 1,10 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

B) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux Cotes et l’épaisseur du palier et de la paillasse (ep) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L : \text{longueur du palier et de la paillasse.}$$

$$L = L_p + L_v \quad \text{Avec } L_v = L_{VP} / \cos \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{H} = \frac{H}{L_v} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_{VP} = 8 \times 30 = 240cm$$

$$L_v = 240 / \cos 32.52 = 284.62m$$

$$L_0 = 284.62 + 1.50 = 434.62cm$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{434.62}{30} \leq e_p \leq \frac{434.62}{20} = 14.48\text{cm} \leq e_p \leq 21.73\text{cm}$$

On prend : $e_p=15\text{cm}$, pour tous les escaliers du bâtiment.

Alors, notre escalier droit comportant deux volée identique, dont le calcul se fera pour un seul volée nous a donnés :

$$h=17\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{la hauteur de marche}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9.00 \quad \Rightarrow \quad n = 9 \text{ contre marche}$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \quad \Rightarrow \quad m = 8 \text{ marches}$$

$$g = 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Giron}$$

$$\text{L'angle d'inclinaison : } \text{tg}\alpha = \frac{H}{L_{VP}} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

C) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée et on considérant une poutre simplement appuyée en

Flexion simple

C-1) charge permanentes :

- la volée :

N°	Chargement	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Poids des marches	0,17/2	25	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
2	Poids propre de la pailleasse	$\frac{0,15}{\cos 32,51}$	25	$\frac{25 \times 0,15}{\cos(32,51)} = 4,45$
4	Mortier de pose	0,02	22	0,44
5	Lit de sable	0,02	22	0,44
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
7	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
8	Poids du garde corps	/	/	0,20
				$G_V = 8,42 \text{ KN} / \text{m}^2$

- le palier :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Poids de la dalle (de palier)	0,15	25	3,75
2	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	22	0,44
4	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
5	Lit de sable	0,02	22	0,44
				$G_p = 5,30 \text{ KN} / \text{m}^2$

- poids propre de mur extérieur : 2,44kn/m²

C-2) surcharge d'exploitation : La surcharge d'exploitations des escaliers est : selon le (DTR BC2-2/Art7.1) pour une construction à usage de service ou d'habitation : $Q = 2.5 \text{ kn} / \text{m}^2$

D) calcul à ELU :

- ✓ **Combinaison de charges :**

E.L.U: $q_u = 1,35G + 1,5Q$

.la volée : $q_u = (1,35 \times 8.42 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 15.12 \text{ kn} / \text{ml}$

$q_u \text{ volée} = 15.12 \text{ kn/ml}$

.le palier : $q_u = (1,35 \times 5.30 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 10.90 \text{ Kn} / \text{ml}$

$q_u \text{ palier} = 10.90 \text{ kn/ml}$

- ✓ **Charge concentrées :**

Le mur extérieur : $q_{mur} = 2,44 \times (3.06 - 0.15) \times 1,35 \times 1 = 9.58 \text{ KN} / \text{ml}$

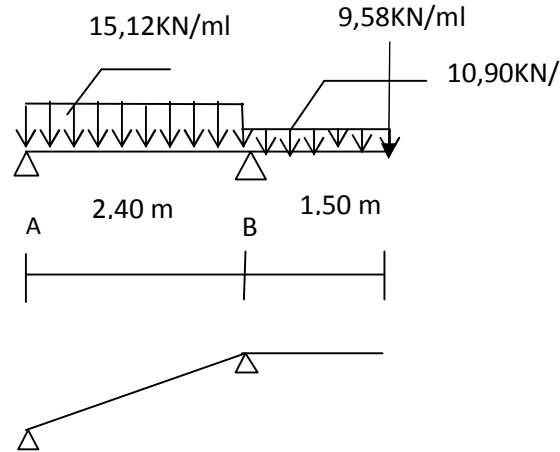


Figure.III.6.4 : Schémas statiques de l'escalier à l'E.L.U

✓ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_v=0 \implies R_A + R_B - (15,12 \times 2,40) - (10,90 \times 1,50) - 9,58 = 0$$

$$R_A + R_B = 62,22 \text{ kN.}$$

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow R_A \times 2,40 - (10,90 \times 1,50) \times 0,75 - (15,12 \times 2,40) \times 1,2 + (9,58 \times 1,50) = 0$$

$$R_A = 7,04 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow -R_B \times 2,40 + (10,90 \times 1,50) \times 3,15 + (15,12 \times 2,40) \times 1,20 + (9,58 \times 3,90) = 0$$

$$R_B = 55,18 \text{ kN}$$

Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 7,04 \text{ kN} \\ R_B = 55,18 \text{ kN} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$

$$T(y) = -15,12x + 7,04 \rightarrow \begin{cases} t_y = 7,04 \text{ kN} & x = 0 \text{ m} \\ t_y = -29,25 \text{ kN} & x = 1,50 \text{ m} \end{cases}$$

$$M(z) = -7,56x^2 + 7,04x \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & x = 0 \text{ m} \\ M_z = -26,65 \text{ kN.m} & x = 1,50 \text{ m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50m$

$$T(y) = -10.90x + 9.58 \rightarrow \begin{cases} t_y = 9.58 \text{ KN} & x = 0 \text{ m} \\ t_y = 25.93 \text{ KN} & x = 1.50 \text{ m} \end{cases}$$

$$M(z) = -5.45x^2 - 9.58x \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & x = 0 \text{ m} \\ M_z = -26.63 \text{ KN.m} & x = 1.50 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque :

On tenant compte des semi encastres au niveau des appuis ,on aura :

- Aux travées: $M_u^t = 0.85 M_z^{\max}$.
- aux appuis: $M_u^a = 0.30 M_z^{\max}$.

Calcul de M_{\max} : $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

$$M(z) = -7.56x^2 + 7.04x$$

$$\rightarrow T(x) = -15.12x + 7.04 = 0$$

$$\rightarrow X = \frac{7.04}{15.12} = 0.46 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(0.46) = -7.56(0.46)^2 + 7.04(0.46) = 1.64 \text{ KN.m}$$

On obtient les valeurs des moments ci-dessous.

$$\begin{cases} M_A = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 1.64 = -0.51 \text{ KN.m} \\ M_B = -26.62 \text{ KN.m} \\ M_u^t = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 1.64 = 1.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

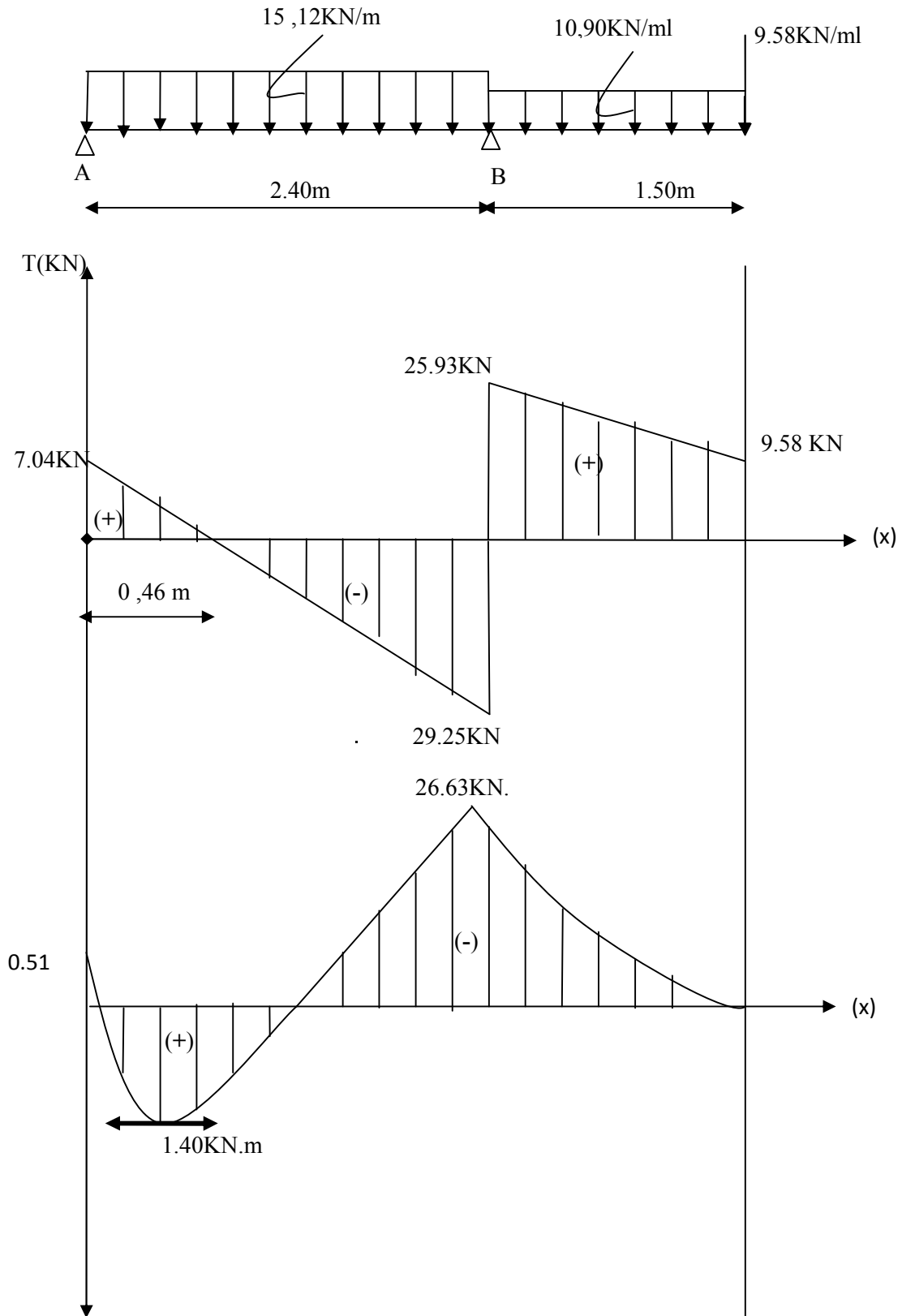


Fig III.4.4 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

E) calcul des armatures :

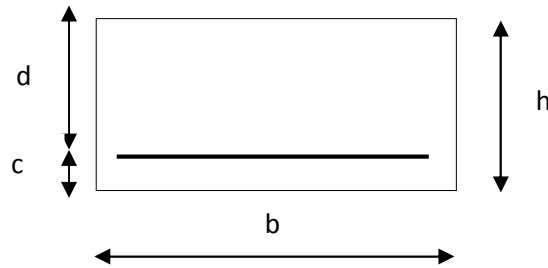
Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$b=100\text{cm}$$

$$h=15\text{cm}$$

$$c=2\text{cm}$$

$$d=13\text{cm}$$

➤ **Aux appuis :**

- **Armatures longitudinales :** $M_A = -26.63\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.63 \times 10^3}{1 \times (13)^2 \times 14,2 \times 100} = 0,110 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow S.R.S.A$$

$$\mu = 0,110 \rightarrow \beta = 0,942$$

$$A = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26.63 \times 10^3}{0,942 \times 13 \times 348} = 6.25\text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA12+4HA8 = 6.53 cm²** avec un espacement de **S_t=15cm**.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.53}{4} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement de **S_t=15cm**.

➤ **En travée :**

- **Armatures principales :** $M_u^t = 1.40\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.40 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow S.R.S.A$$

$$\mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.40 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0.31\text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement de **S_t=15cm**.

- **Armatures de répartition :**

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

Soit 4HA10= 3.14cm² avec un espacement S_t=15cm.

F) Vérification à l'E.L.U :

✓ **condition de non fragilité :** (BAEL91 modifiée 99 / Art.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appuis : } A_a = 6,53 \text{ cm}^2 > A_{78\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \text{En travée : } A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ **l'espacement des barres :**

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

• **Armatures principales :** $St_{\max} \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appuis : } St = 20 \text{ cm} < St_{\min} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{En travée : } St = 25 \text{ cm} < St_{\min} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

• **Armatures de repartiions :** $St_{\max} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appuis : } St = 25 \text{ cm} < St_{\min} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \text{En travée : } St = 25 \text{ cm} < St_{\min} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **l'adhérence d'entraînement des barres :** (BAEL91/Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$ avec $\psi_s = 1,5$ Pour les hautes adhérences.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9.d.\sum u_i}$$

$$u_i : \text{Périmètres utiles des barres « i »} \rightarrow \sum u_i = n\pi.\phi = 6 \times 1,2 \times 3,14 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,25 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 226,1} = 1,105 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **L'effort tranchant** :(BAEL91/Art .A.5.1.1)

La contrainte tangentielle se calcul comme suit :

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T}{b.d} = \frac{29.25 \times 10^3}{10^3 \times 130} \Rightarrow \tau_u = 0,225MPa \\ \bar{\tau} &= \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa \right\} = 3,33MPa \text{----- Fissuration peu nuisible} \end{aligned} \right.$$

$$\tau_u = 0,225MPa < \bar{\tau} = 3,33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **L'ancrage des barres aux appuis** :

L'encrage de scellement droit :(Art A6.1 ,22/BAEL91)

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2,84MPa$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,84} \rightarrow L_s = 35,21\phi cm$$

Pour $\Phi=1,2cm \implies L_s=35,21 \times 1,2=42,32cm$

Pour $\Phi=1,0cm \implies L_s=35,21 \times 1,0=35,21cm$

Les armatures comporter des crochets, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets et imposer pour BAEL lorsque on utilise FeE400 est :

$$La=0.4 \times L_s=0.4 \times 42,32=16.93cm \longrightarrow La=17cm$$

$$La=0.4 \times L_s=0.4 \times 35.21=14.084cm \longrightarrow La=17cm$$

✓ **L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis** :

• **L'influence sur le béton** :(Art 5.1.3 /BAEL91)

$$V_u \leq 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } a = 0,9 \times d = 11,7cm$$

$$V_u=29,25 KN \leq 0,4 \times 11,7 \times 100 \times \frac{25}{1,5} = 7800KN \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **L'influence sur les armatures longitudinales** :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a = 6,53cm^2 \geq \frac{1,15}{400} \times \left(29.25 + \frac{0.51 \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = 0,096cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- L'influence sur les armatures inférieure

$$A_{s\text{adopté}} > A_{s\text{ancré}} = \frac{V_u^{\text{max}} \times \gamma_s}{f_e}$$

$$A_{s\text{ancré}} = \frac{29,25 \times 10^3 \times 1,15}{400 \times 10^2} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{adopté}} = 6,53 \text{ cm}^2 > A_{s\text{ancré}} = 0,84 \text{ cm}^2 \text{ condition Verifiée}$$

G) Calcul à L'ELS :

- Combinaison de charges :

E.L.S: $q_s = G + Q$

La volée :

$$q_s = (8,42 + 2,5) \times 1 = 10,92 \text{ kN/ml}$$

Le palier :

$$q_s = (5,30 + 2,5) \times 1 = 7,80 \text{ kN/ml}$$

- Charge concentrées :

Le mur extérieur : $q_{mur} = 2,44 \times (3,06 - 0,15) \times 1 = 7,10 \text{ kN/ml}$

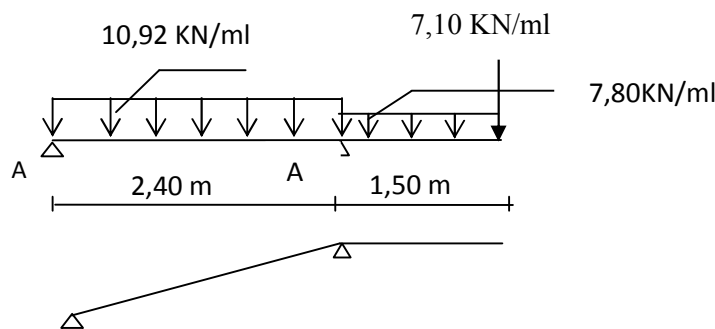


Figure.III.4.4 : Schémas statiques de l'escalier à l'E.L.S

- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \implies R_A + R_B - (10,92 \times 2,40) - (7,80 \times 1,50) - 7,10 = 0$$

$$R_A + R_B = 45,01 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 2,40 - (10,92 \times 2,40) \times 1,20 + (7,80 \times 1,50) \times 0,75 + (7,10 \times 1,50) = 0$$

$$R_A = 5,02 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_B \times 2,40 + (10,92 \times 2,40) \times 1,20 + (7,80 \times 1,50) \times 3,15 + (7,10 \times 3,90) = 0$$

$$R_B = 39.99 \text{KN}$$

Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R_A = 5.02 \text{KN} \\ R_B = 39.99 \text{KN} \end{cases}$$

- Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{m}$:

$$T(y) = -10,92x + 5.02 \rightarrow \begin{cases} t_y = 5.02 \text{KN} & x = 0 \\ t_y = -21.19 & x = 2,40 \text{m} \end{cases}$$

$$M(z) = -5,46x^2 + 5.02x \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & x = 0 \\ M_z = -19,40 \text{KN.m} & x = 2,40 \text{m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{m}$

$$T(y) = 7,80x + 7.10 \rightarrow \begin{cases} t_y = 7.10 \text{KN} & x = 0 \text{m} \\ t_y = 18.8 \text{KN} & x = 4,20 \text{m} \end{cases}$$

$$M(z) = -3,9x^2 - 7.10x \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{KN.m} & x = 0 \text{m} \\ M_z = -19.42 \text{KN.m} & x = 4,20 \text{m} \end{cases}$$

- Calcul de M_{\max} : $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

$$M(z) = -5.46x^2 + 5.02x$$

$$\rightarrow T(x) = -10.92x + 5.02 = 0$$

$$\rightarrow X = \frac{5.02}{10.92} = 0.44 \text{m}$$

$$M_{\max} = M(0.44) = -5.46(0.44)^2 + 5.02(0.44) = 1.15 \text{KN.m}$$

On obtient les valeurs des moments ci-dessous.

$$\begin{cases} M_A = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 1.15 = -0.34 \text{KN.m} \\ M_B = -19.40 \text{KN.m} \\ M_u^t = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 1.15 = 0.98 \text{KN.m} \end{cases}$$

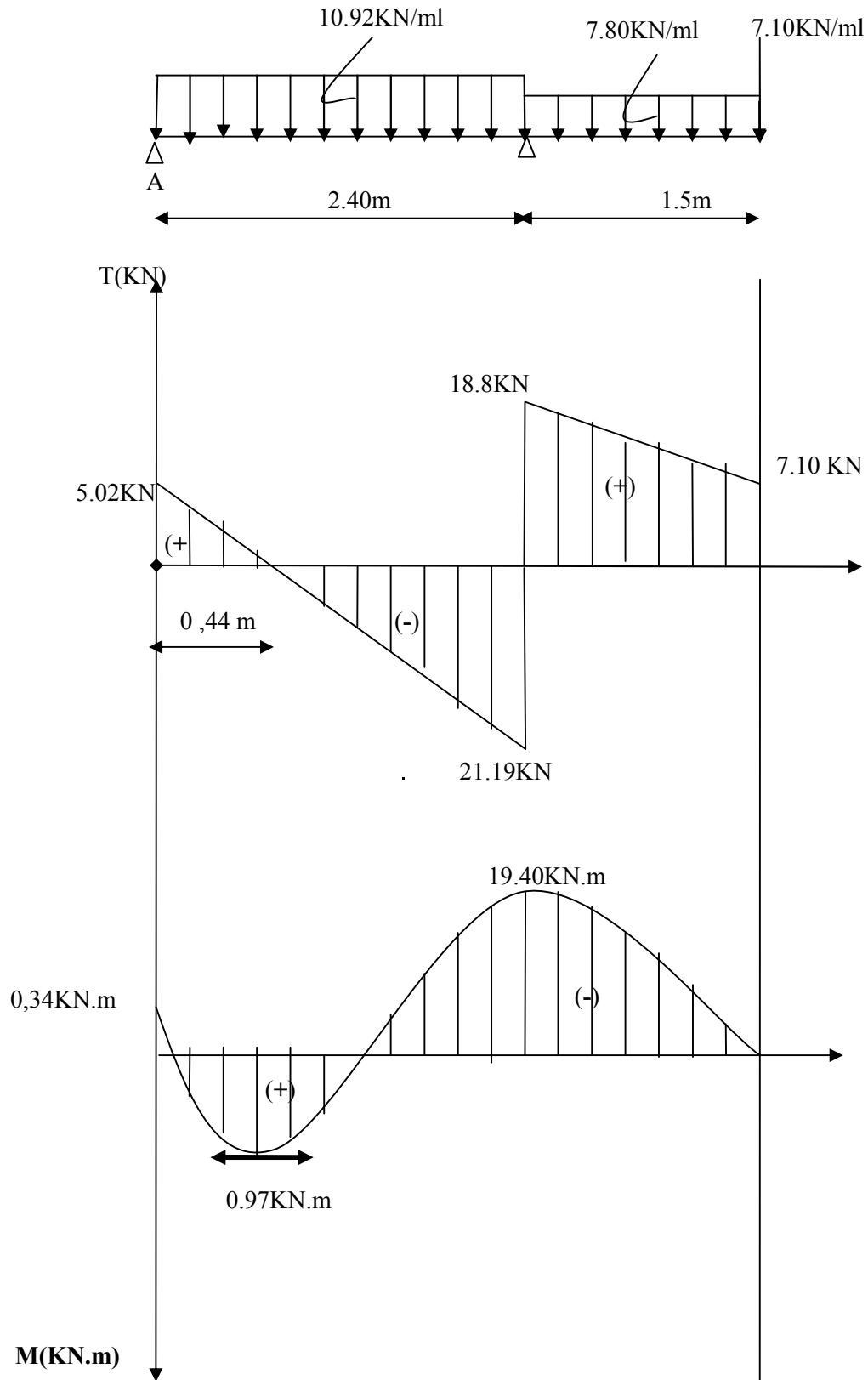


Fig III.4.4 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

G) vérification à l'ELS :

G-1/Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :(Art A.4.5,2/BEAL91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}=15MPa$$

- Aux travées : $A_t = 4,52cm^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,34$$

$$\rho = 0,34 \rightarrow \beta = 0,910 \rightarrow \alpha = 0,270 \rightarrow K = 40,56$$

- Dans les aciers : $\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s.\beta d} = \frac{0,97 \times 10^3}{4,52 \times 0,910 \times 13} = 18.14MPa$

$$\sigma_{st} = 18.14MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 348MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{9,04}{48,29} = 0,20 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}=15MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$

• Aux appuis: $A_a = 6.53cm^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0,50$$

$$\rho = 0.50 \rightarrow \beta = 0,893, \alpha = 0,321 \rightarrow K = 31.73$$

- Dans les aciers : $\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s.\beta d} = \frac{0.34 \times 10^3}{6.53 \times 0,893 \times 13} = 4.48MPa$

$$\sigma_{st} = 4.48MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 348MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{4.48}{113.2} = 0.039MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}=15MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche : (Art B.6.5/BEAL91)**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.17}{2.40} = 0,07 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \text{condition non vérifiée}$

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0,17}{2,40} = 0,07 \geq \frac{0,97}{7,86 \times 10} = 0,012 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$

c) $\frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$

Une condition non vérifiée, alors on va calculer la flèche.

➤ calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.q_s.L^4}{384.E_V.I} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3900mm}{500} = 7.8mm$$

On considère un chargement uniformément répartie :

$$.q_s = \max\{10,92KN/m; 7.80KN/m\} \rightarrow q_s = 10,92KN/m$$

. E_V : Module de déformation longitudinale différée du béton

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \longrightarrow E_V \approx 10819MPa$$

.I : moment d'inertie de la section homogène

$$I = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c)$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : moment statique

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

. B_0 : Aire de la section homogène

$$v_1 = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15.A_t} = \frac{\frac{100.15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7,74cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 15 - 7,74 = 7,26cm$$

D' où:

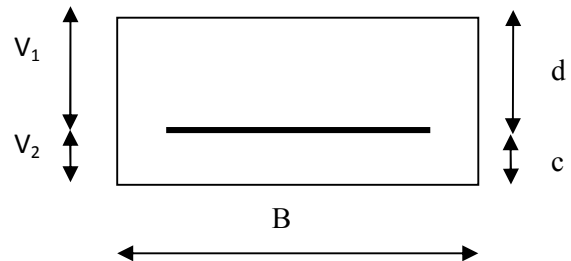
$$I = \frac{100}{3}(7,27^3 + 7,74^3) + 15 \times 4.52 \times (7,74 - 2) = 28653,35$$

$$f = \frac{5 \times 10,92 \times 3.90^4}{384 \times 10819 \times 10^3 \times 28653,35 \times 10^{-8}} = 0,078 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390cm}{500} = 0.78cm \implies C.V$$

La flèche est vérifiée.

➤ L'état limite d'ouverture des fissures :(BAEL91, Art A.5.3.4)

La fissuration du béton étant considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.



Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

6.5.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire (b×h) ; destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paliasse et celle de palier, elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 4,40m

1. Pré dimensionnement :

• **Hauteur de la poutre :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

Avec :

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 440\text{cm} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10} \quad \text{donc: } 29,33\text{cm} \leq h_t \leq 44,00\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, $h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

On opte pour **$h_t = 35\text{ cm}$**

• **Largeur de la poutre :**

La largeur de la poutre est donnée par : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$ D'ou : $14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{ cm}$

On prend **$b = 30\text{cm}$**

Compte tenu des exigences du RPA, $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$h/b = 35/30 = 1,16 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

Conclusion : la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

2. Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,625 \text{ KN} / \text{ml}$

- Réactions de palier :

ELU $T_u = 29,25\text{KN}$

ELS $T_s = 21,19\text{KN}$

- **Combinaison de charges**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 2,625) + \frac{(2 \times 29,52)}{4,40}$$

$$q_u = 16,83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2,625 + \frac{(2 \times 21,19)}{4,40}$$

$$q_s = 12,25 \text{ KN/ml}$$

6.5.2. Calcul des efforts à l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,83 \times 4,40^2}{8} = 40,72 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16,83 \times 4,40}{2} = 37,02 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 40,72 = -12,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 40,72 = 34,61 \text{ KN.m}$$

6.5.3. Les diagrammes des efforts internes :

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

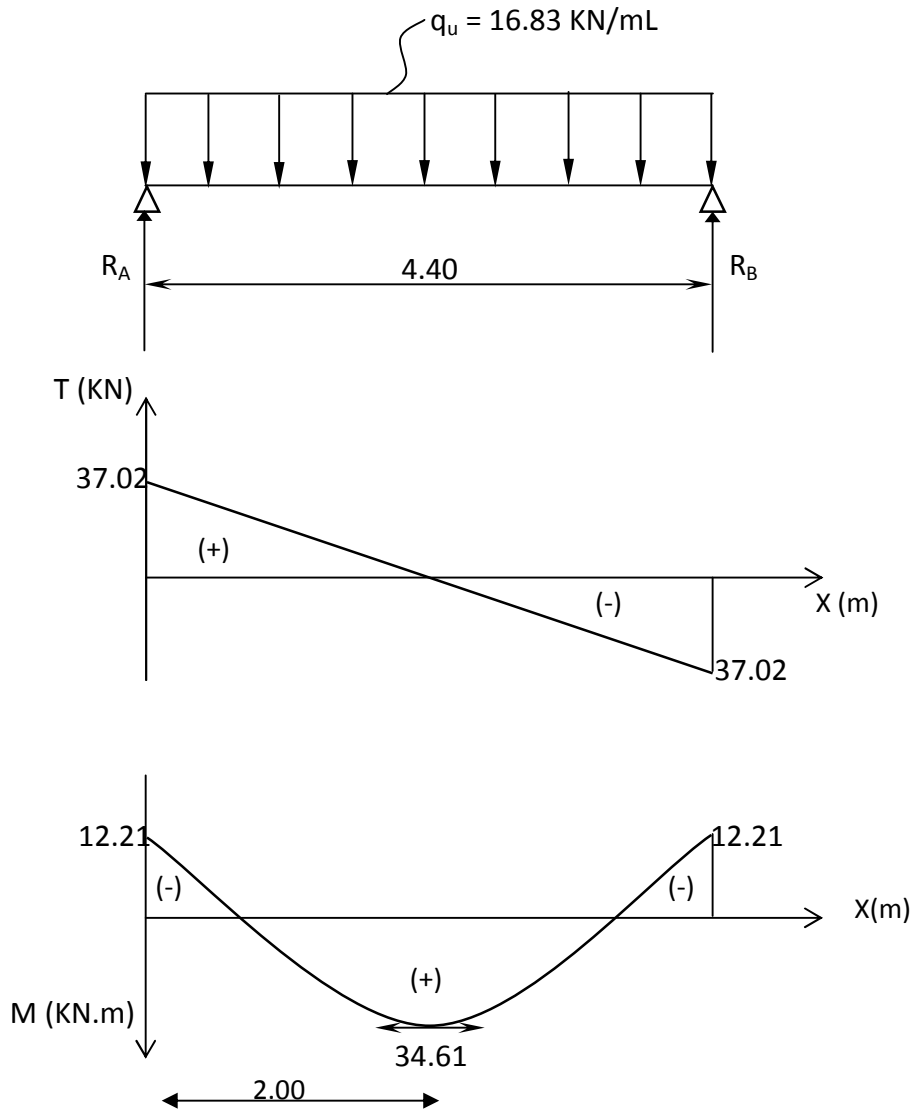


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

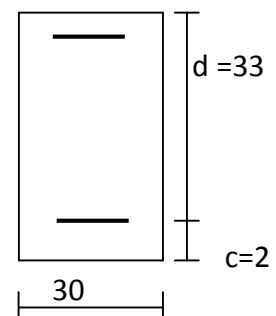
a) Calcul des armatures

- En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34,61 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,074$$

$$\mu_b = 0,074 < \mu_l = 0,394 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,0704 \Rightarrow \beta = 0,964$$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34,61 \times 10^3}{0,964 \times 33 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

• Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,21 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_b = 0,026 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,21 \times 10^3}{0,987 \times 33 \times 348} = 1,077 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour : } 3 \text{ HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

b) Vérifications à l'ELU

a-1/ Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

a-2/Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 37,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{37,02 \times 10}{30 \times 33} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée}$$

a-3/Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art .A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{37,02 \times 10}{0,9 \times 33 \times 3 \times 3,14 \times 1,2} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

a-4/L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **L'influence sur le béton :** (Art 5.1.3 /BAEL91)

$$V_u \leq 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } a = 0,9 \times d = 29,7 \text{ cm}$$

$$V_u = 37,02 \text{ kN} \leq 0,4 \times 29,7 \times 30 \times \frac{25}{1,5} = 5940 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **L'influence sur les armatures longitudinales :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times \left(37,02 + \frac{12,21 \times 10^2}{0,9 \times 33} \right) = 0,22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **L'influence sur les armatures inférieure :**

$$A_s \text{ adopté} > A_s \text{ ancré} = \frac{V_u^{\text{max}} \times \gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \text{ ancré} = \frac{37,02 \times 10^3 \times 1,15}{400 \times 10^2} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adopté} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s \text{ ancré} = 1,06 \text{ cm}^2 \text{ condition Vérifiée}$$

- **L'influence sur les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte 4HA8 = 2,01 cm². \longrightarrow (1 cadre + 1 étrier) ϕ 8

- **Espacement des barres :** D'après le règlement (RPA99, Art 7.5.2.2)

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8,75 ; 12 ; 30 \} = 8,75 \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante (travée) : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

c) Vérifications à l'ELS :

$$q_s = 12,25 \text{ KN/ml.}$$

• Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,25 \times (4,40)^2}{8} = 29,64 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,25 \times 4,40}{2} = 26,96 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 26,95 = -8,085 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 26,95 = 22,91 \text{ KN.m}$$

6.5.5.les diagrammes des efforts internes :

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

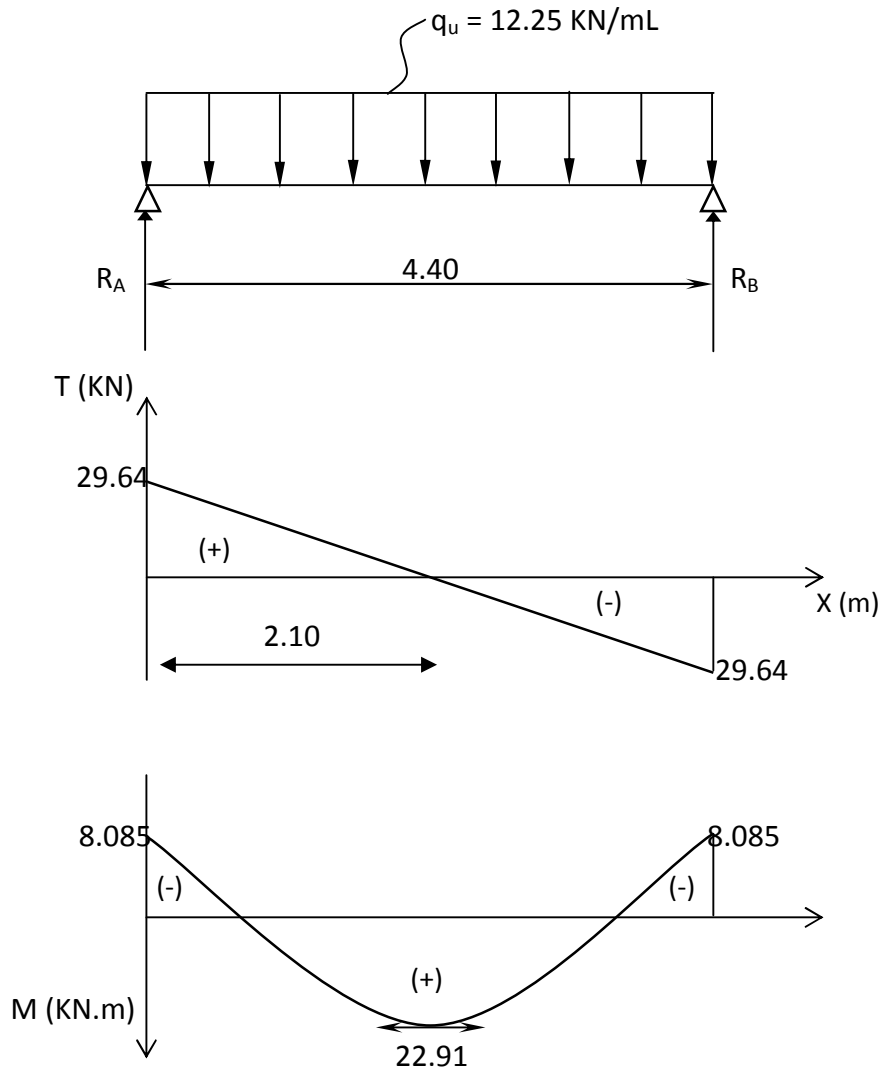


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

a-1/Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :(Art A.4.5,2/BEAL91)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}=15\text{MPa}$

- Aux appuis : $A_a = 3,39\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{100 \times 13} = 0,26$$

$$\rho = 0,26 \rightarrow \beta = 0,919 \rightarrow \alpha = 0,243$$

$$\alpha = 0,243 \rightarrow K = 46,73$$

$$\text{- Dans les aciers : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8,085 \times 10^3}{3,39 \times 0,919 \times 33} = 78,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78,64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{- Dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{78,64}{46,73} = 1,68 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \text{ En travée : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{100 \times 33} = 0,26$$

$$\rho = 0,26 \rightarrow \beta = 0,919, \alpha = 0,243$$

$$\alpha = 0,243 \rightarrow K = 46,73$$

$$\text{- Dans les aciers : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{22,91 \times 10^3}{3,39 \times 0,919 \times 33} = 222,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 222,48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{222,48}{46,73} = 4,76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a-2/Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

a-3/ Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

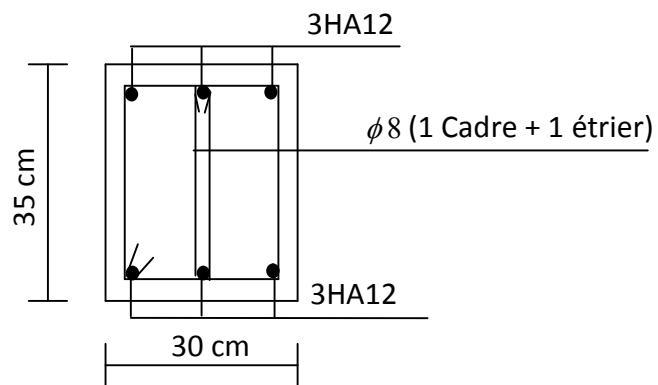
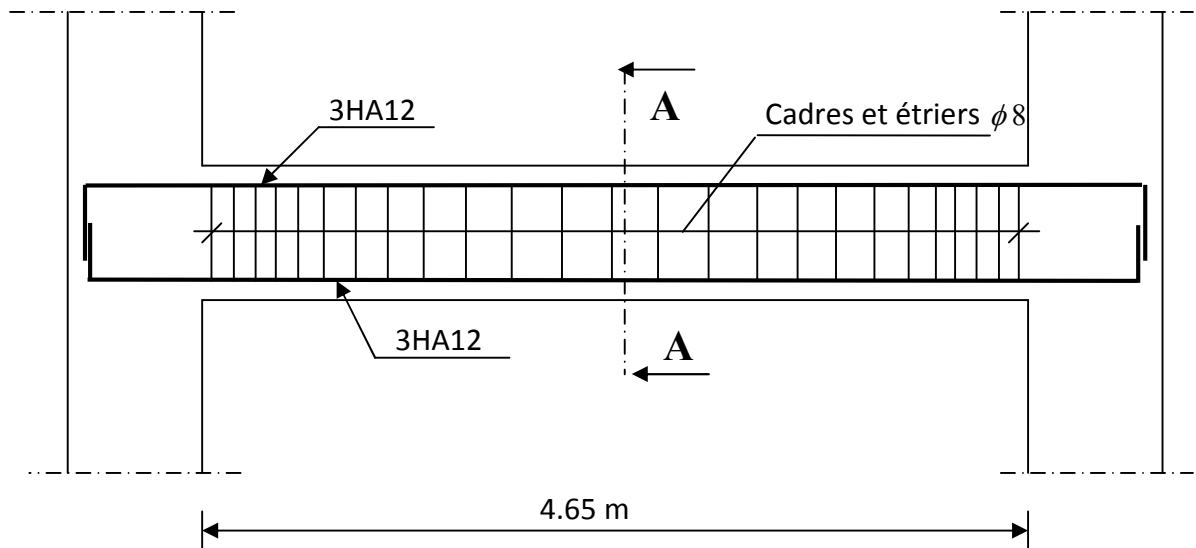
$$\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,087 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,087 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{22,91}{10 \times 29,64} = 0,077 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 3,42 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

Plan de ferrailage de la poutre palière :



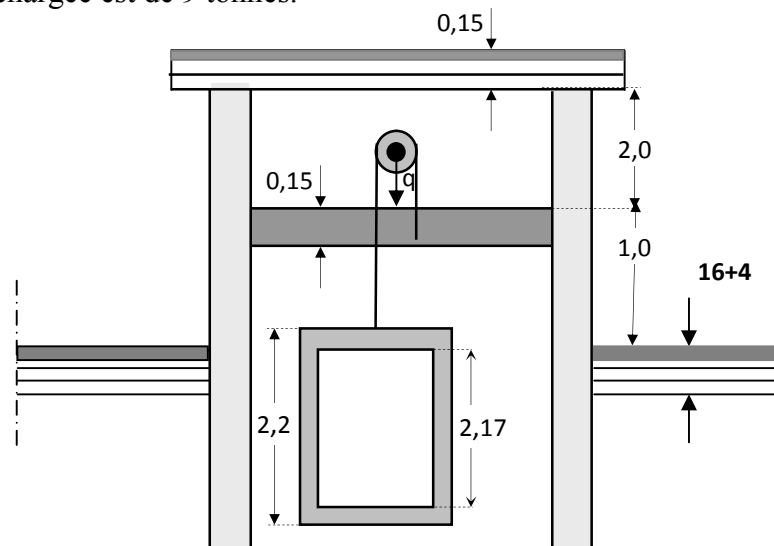
Coupe A-A

III.7- Etude de la salle machine :

III.7.1- Introduction :

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{ m/s}$), de surface égale à ($1.30 \times 2.15 = 2.795\text{ m}^2$) pouvant charger huit personnes. La charge totale transmet le système

de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.



La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

III .7.2- Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra, on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1.30\text{ m}$ et $L_y = 2.15\text{ m}$

Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

$$\begin{cases} M_{x1} = q(M1 + v.M2) . \\ M_{y1} = q(M2 + v.M1) . \end{cases}$$

v : coefficient de poisson

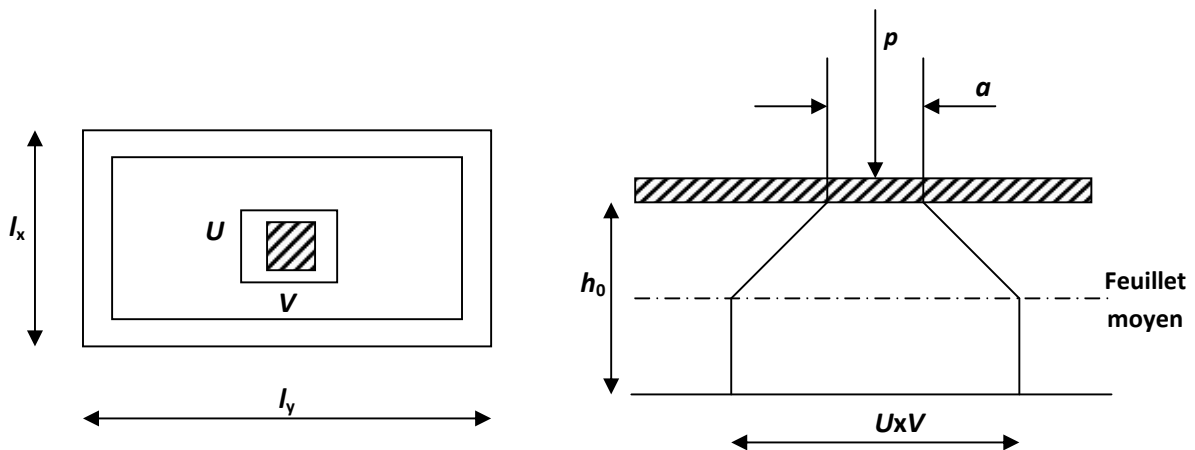
avec : $M1, M2$ valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y}$$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

U, V : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45°

dans le revêtement et la dalle de béton.



FigIII-3- Schéma statique de la salle machine.

III.7.3-Pré dimensionnement:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30}$$

$$h_t = \frac{215}{30} = 7.166 \text{ cm}$$

ht : doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ; Soit : $h_t = 15\text{cm}$

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

h0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

$k=2$ (pour le revêtement en béton)

$u_0 = v_0 = 80$ cm (Coté du rectangle dans lequel q est concentrée).

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.7.4- Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{X1} = q \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) \\ M_{Y1} = q \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) \end{cases}$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{2.15} = 0.60 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{130} = 0.80$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{215} = 0.5$$

$$\rightarrow \text{table de PIGEAUD : } \begin{cases} M_1 = 0.086 \\ M_2 = 0.017 \end{cases}$$

➤ **Combinaison de charges :**

Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

- L' ELU :

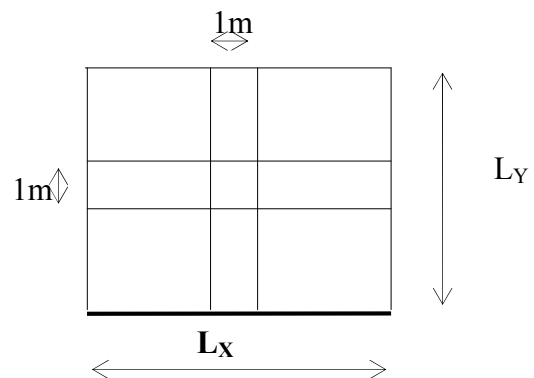
$$G = \gamma b \times h_0 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN}$$

$$Q = 90 \text{ KN}$$

$$p = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4.85) + (1,5 \times 90) = 141.54 \text{ KN/ml}$$

$$M_{X1} = pM_1 = 141.54 \times 0.086 = 12.172 \text{ KN}$$

$$M_{Y1} = qM_2 = 141.54 \times 0.017 = 2.406 \text{ KN}$$



Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

On a : $0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ donc la dalle travail dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0.6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases} \rightarrow \text{(Abaques de PIGEAUD)}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q = [1.35 (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1.5 \times 1] \times 1\text{m} = 8.047 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$M_{x2} = 0,0812 \times 8,047 \times (1.30)^2 = 1.104 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.305 \times 1.104 = 0,336 \text{ KN.m}$$

Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.172 + 1.104 = 13.276 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.406 + 0.336 = 2.742 \text{ KN.m}$$
 En tenant compte de

l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle à ses 4 extrémités

On aura donc :

Moments en travée : $M^t = 0,75 M$

$$M_x^t = 0,75 M_x = 0.75 \times 13.276 = 9.957 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 M_y = 0.75 \times 2.742 = 2.056 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis : $M^a = 0.5 M$

$$M_x^a = 0.50 M_x = 6.638 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.50 M_y = 1.371 \text{ KN.m}$$

III.7.5- Calcul de la section d'armature:

✓ Sens x-x

a- En travée :**-Calcul des moments réduits:**

$$\mu_b \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.957 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_e = 0.392$$

$$\mu_b = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.957 \times 10^3}{0.975 \times 12 \times 348} = 2.445 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : $A_t = 4\text{HA}12/\text{ml} \Rightarrow A_T = 4,52 \text{ cm}^2$ Avec $St = 25 \text{ cm}$.

b- Aux appuis :**-Calcul des moments réduits :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.638 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_e = 0.392$$

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

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.638 \times 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = 1.554 \text{ cm}^2$$

On adopte pour :

$$A_t = 4\text{HA} 10 /\text{ml} \Rightarrow A_T = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad St = 25 \text{ cm}.$$

✓ Sens y-y :

a- En travée :**-Calcul des moments réduits:**

$$\mu_b \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.056 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.056 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.494 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} \Rightarrow A_T = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec $St = 25 \text{ cm}$.

b- Aux appuis :**-Calcul des moments réduits :**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.638 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_e = 0.392$$

$$\mu_b = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.638 \times 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = 1.615 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : $A_a = 4\text{HA } 10 / \text{ml} \Rightarrow A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.7.6- Vérification à L'ELU :**a) Condition e non fragilité (Art B -7- 4 / BAEL91)****▪ Armatures suivant x-x :**

$$\rho_x \geq \rho = \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right]$$

$$A > A_{\min} = \rho \times S = \rho \times b \times h$$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

ρ_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{\min} = \rho_x \times S = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0.8}{2} \right) \times (15 \times 100) = 1.32 \text{ cm}^2$$

$4.52 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

▪ Armature suivant y-y:

$$\rho_y \geq \rho_0$$

ρ_y : Taux minimum d'acier en travée suivant y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$3,14 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

b) Diamètre des barres :

On doit vérifier que : $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$

Φ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\Phi = 12 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \rightarrow$ condition vérifiée

c) Poinçonnement : [Art : A-5-2-42/BAEL91]

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.20 \text{ m}$$

$$Q_u = 141,54 \text{ KN}$$

$$0.045 \times 4.20 \times 0.15 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.50 \text{ KN}$$

$Q_u = 141,54 \text{ KN} < 472,50 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée.

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_U = \frac{T_{U \max}}{bd} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2(u+v)} = \frac{141.54}{2(1.05+1.05)} = 33.70 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{2u} = \frac{141.54}{2 \times 1.05} = 67.4 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{67.40 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.561 \text{ MPa}$$

$$0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167$$

0,561 MPa < 1,167 MPa → condition vérifiée.

III.7.7- Vérifications à l'ELS :

Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

A l'ELS $\nu = 0.2$

$$P_s = G+Q = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 90 = 94.85 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P_s(M_1 + 0.2 M_2) = 94.85 (0.086 + 0.2 \times 0.017) = 8.479 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + 0.2 M_1) = 94.85 (0.017 + 0.2 \times 0.086) = 3.243 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$\text{Avec : } q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0,6 \Rightarrow \mu_x = 0,0812 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,305$$

$$M_{x2} = 0,0812 \times 5,85 \times (1,30)^2 = 0.802 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,305 \times 0,802 = 0,244 \text{ KN. m}$$

Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.479 + 0.802 = 9.281 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.243 + 0,244 = 3.487 \text{ KN .m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses extrémités

On aura donc :

Moments en travée : $M^t = 0,75$

$$M_x^t = 0,75 M_x = 0.75 \times 9.281 = 6.960 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 M_y = 0.75 \times 3.487 = 2.615 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis : $M^a = 0,5 M$

$$M_x^a = 0.50 M_x = 0.50 \times 9.281 = 4.640 \text{ KN.}$$

$$M_y^a = 0.50 M_y = 0.5 \times 3.487 = 1.743 \text{ KN.m}$$

1) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$) on doit

vérifier la condition suivante :

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

a. Sens x-x :

En travée :

$$\gamma = \frac{9.957}{6.960} = 1.430 \Rightarrow \frac{1.430 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.215$$

$$\mu_b = 0,048 \rightarrow \alpha = 0.0615 < 0,215 \rightarrow \text{Vérifié}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{6.638}{4.640} = 1.340 \Rightarrow \frac{1.340 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.420$$

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \alpha = 0,0406 < 0,420 \rightarrow \text{Vérifié}$$

b. Sens y-y :

En travée :

$$\gamma = \frac{2.056}{2.615} = 0.786 \Rightarrow \frac{0.786 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.134$$

$$\mu_b = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126 < 0,285 \rightarrow \text{Vérifié}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{1.371}{1.743} = 0.786 \Rightarrow \frac{0.786 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.143$$

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \alpha = 0,0406 < 0,333 \rightarrow \text{Vérifié}$$

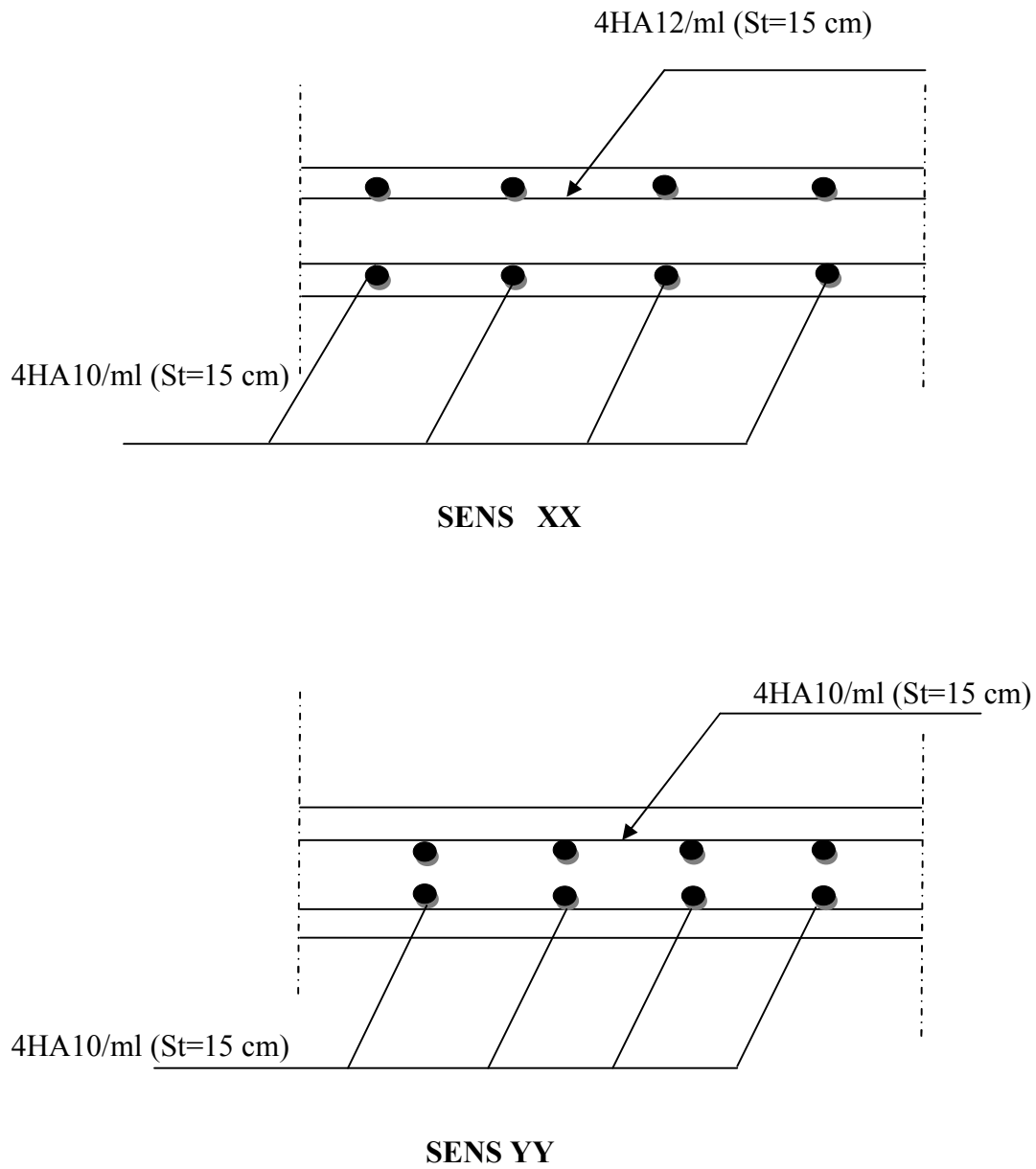


Fig.III. Schémas de ferrailage de la dalle pleine

III.7.8. Calcul des cloisons en béton armé :

Par raison d'une grande excentricité, les murs de la salle machine seront réalisés en béton armé (avec un ferrailage minimum) mais ne participent pas au contreventement de la structure, leur calcul s'effectuera en deux étapes :

On admet que la section est entièrement comprimée :

Armatures verticales minimales : (BAEL91/Art A.8.1, 21).

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Soit à calculer le ferrailage du mur dont les caractéristiques géométriques sont :

$$L = 2.15 \text{ m}, e = 0.12 \text{ m}, B = 0.258 \text{ m}^2$$

a). Armatures verticales :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{4 \times 10^{-4}}{0.258} = 0.115 \% < 0.5\%$$

On prend : **6HA10 (A = 4.71 cm²)** avec : **St = 10 cm.**

b). Armatures horizontales :

$$\text{D'après BAEL 91 : } A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.177 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'après RPA modifiée 2003 : } A_h \geq 0.15\% B = 0.15\% \times 0.258 \times 10^4 = 3.87 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA10 (A = 4.71 cm²)** avec : **St = 10 cm.**

c). Armatures transversales :

$$\text{Soit 4 épingles de HA8 / m}^2$$

CHAPITRE IV

Présentation de l'ETABS

IV. Présentation de l'ETABS

IV.1 : Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul laborieux, voire même peu fiable.

IV.2 : Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3 : Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il Permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il

permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.)

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ROBOT ,SAP2000 et SAFE).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté (D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4 : Manuel d'utilisation du L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de L'ETABS (fig .1)

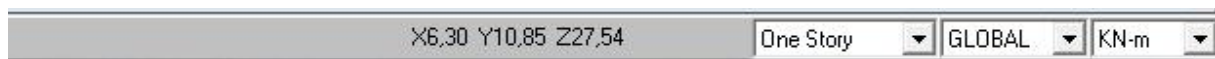


IV.5 : Etapes de modélisation :

IV.5.1 : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités : On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

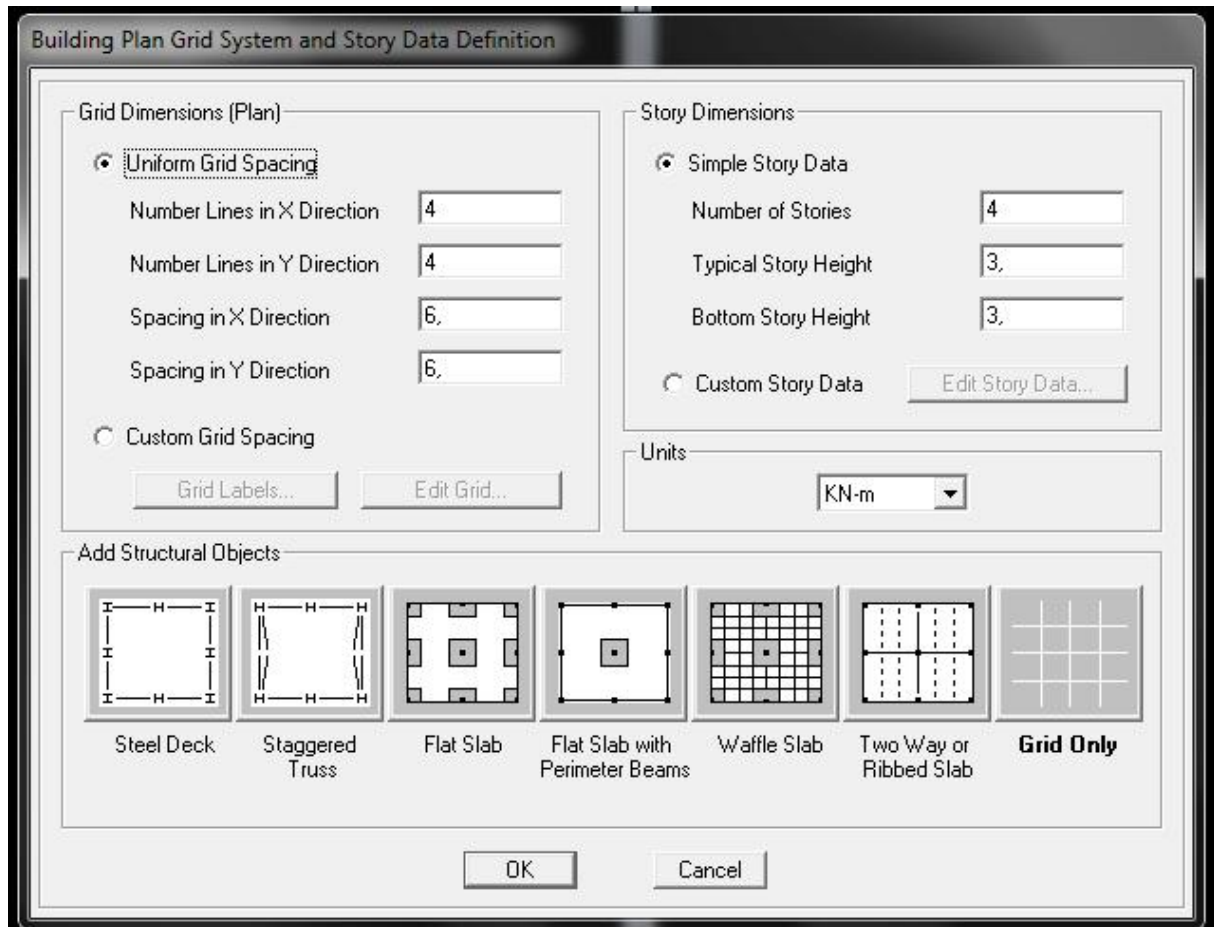
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**

Cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre d' étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **x-y, x-z, y-z**

c)Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

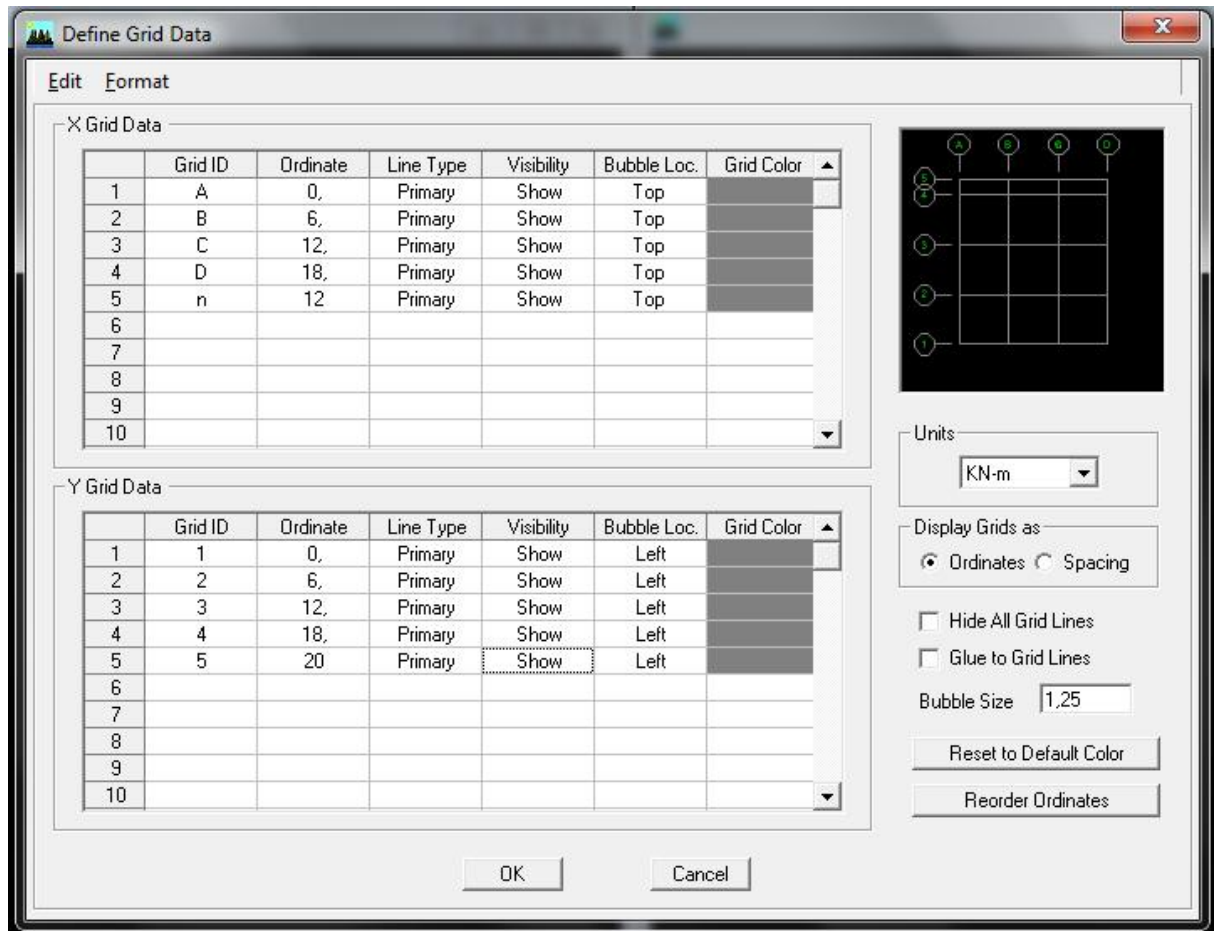
-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances et les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit story data**

Suivant x :1.40,3.50,4.00,3.60,2.41,1.99,3.60,4.00,3.50,1.40.

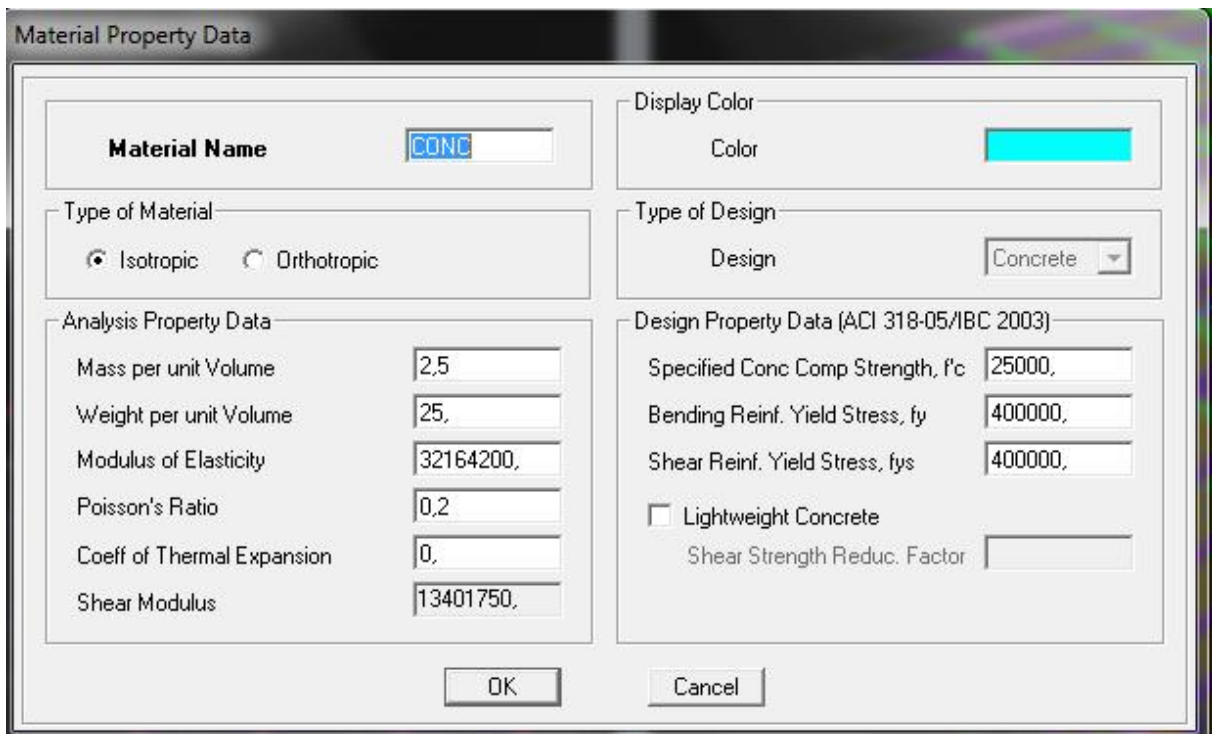
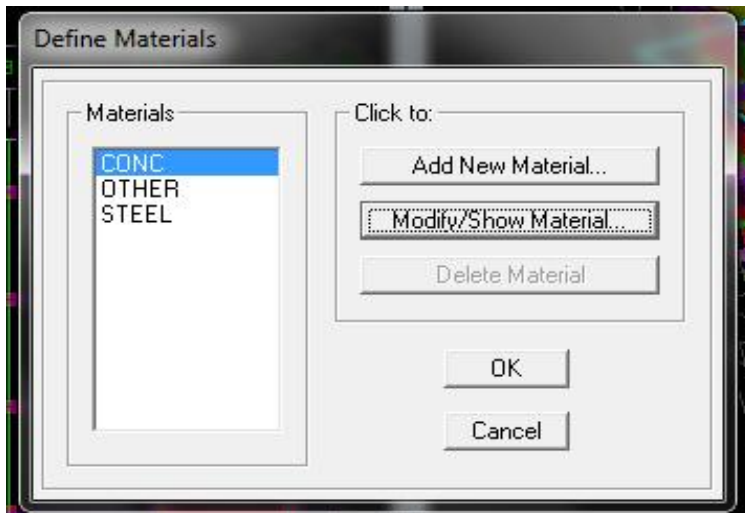
Suivant y :1.50,1.45,0.49,1.05,3.10,1.58,1.53,1.05,2.05,1.50.



IV.5.2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

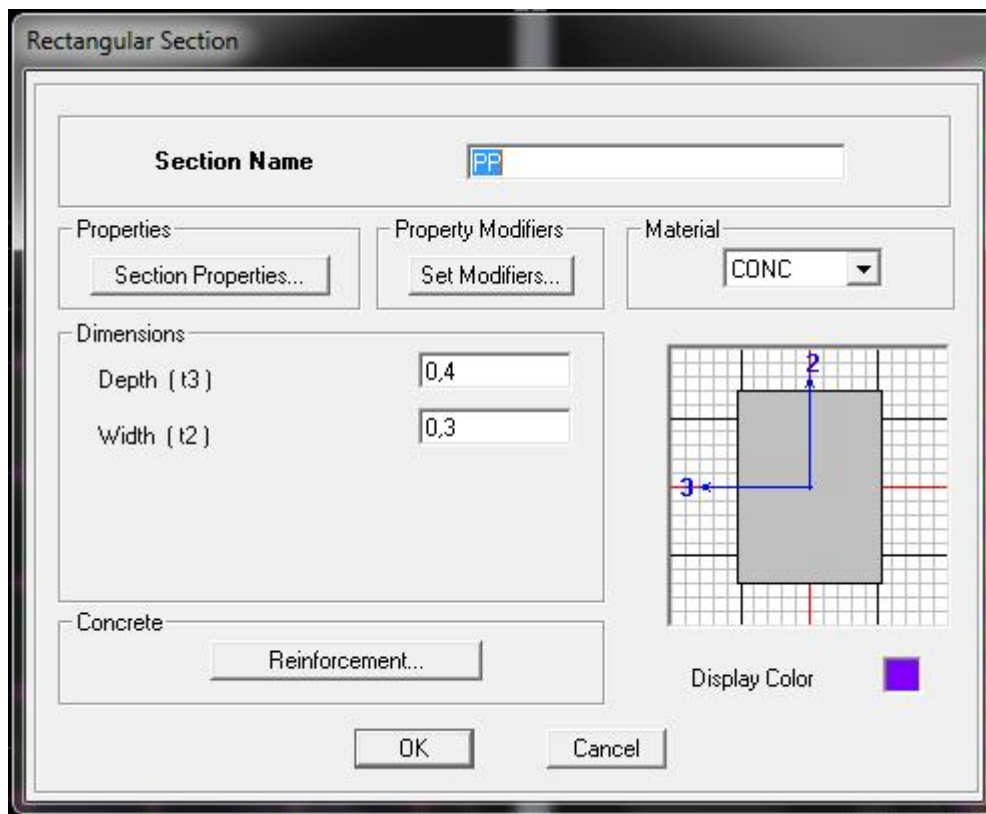
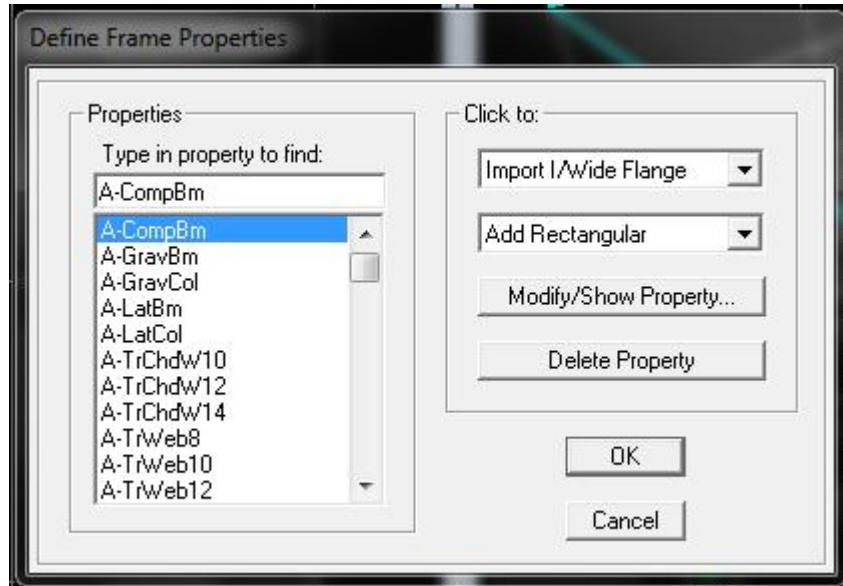


IV.2.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poteau, poutre, dalle, voile....).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**pp**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajouter des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Nous validons avec **OK**, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de



Sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à



La fois en traçant une droite avec la souris.


- Dans la barre d'outils on clique sur  ou **Assign - Frame - Sections**

- On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame Sections** et dans la liste titré par **Frame**

section – Name : on choisit la section approprié aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On


Refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux

Croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul

Clique suffira pour le tracer).

- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils



Voiles:


Define – wall/slab/deck Sections

Cliquer sur **Add New wall**, une nouvelle Fenêtre va apparaître, là où il faut Introduire un

nom pour

la section du Voile et son épaisseur.

- Pour rajouter des voiles :

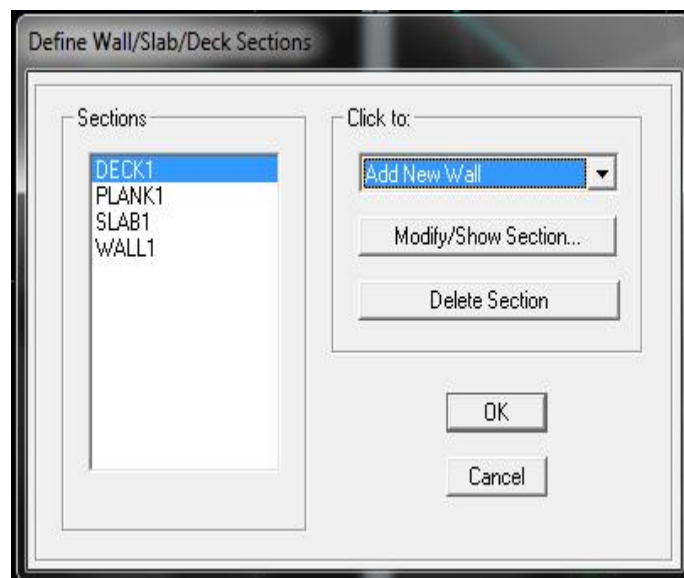
- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes

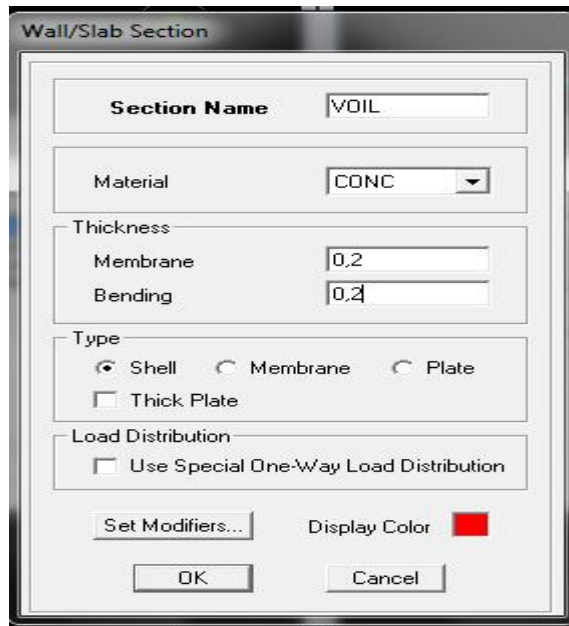
Successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

- Pour tracer le voile librement on choisit.

- Pour affecter **Shell Sections** au voile :  sélectionner le voile et cliquer sur 
et choisir la section

Correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.





IV.5.4) Quatrième étape:

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges Statiques (G et Q):

La structure est soumise à des charges permanentes(**G**), et a des surcharges d'exploitation(**Q**), pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

➤ Charges permanentes:

Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

➤ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge) : **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



2) charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre et une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre **T**.

-Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA2003**)

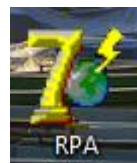
Groupe d'usage : 2 (bâtiment courants, voir chapitre **3,2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : 5 (**Mixte portique/voile avec interaction**)

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

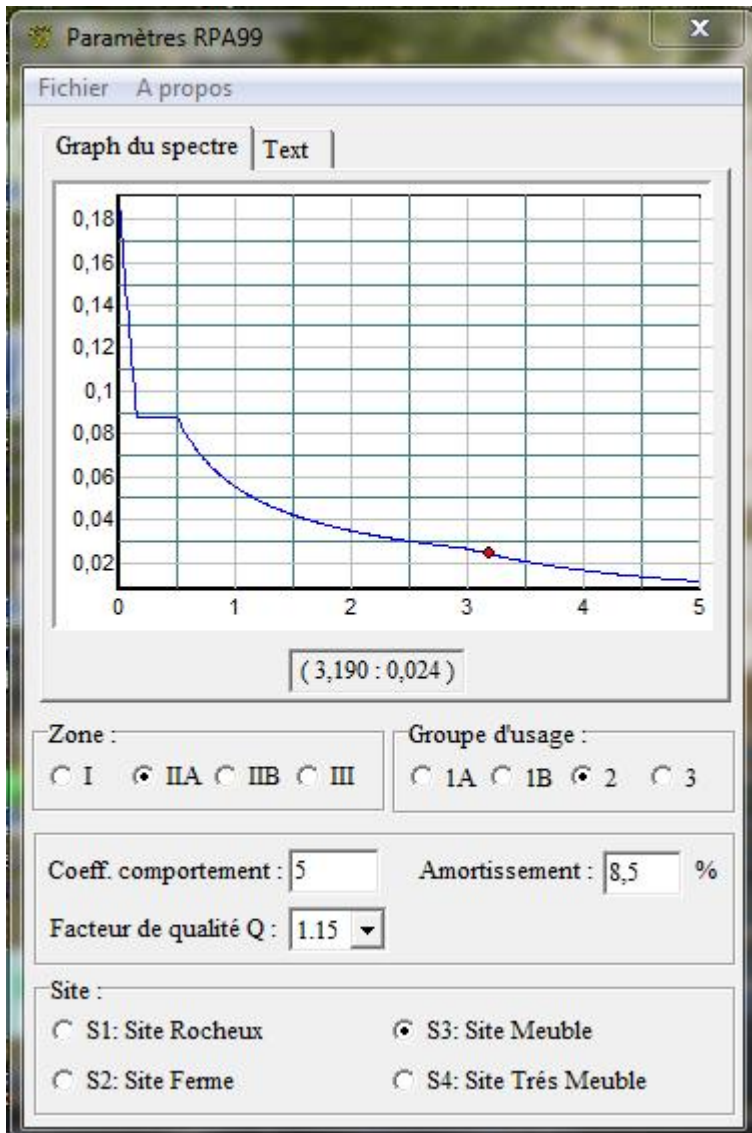
Site : S3

Facteur de qualité: Q=1,15



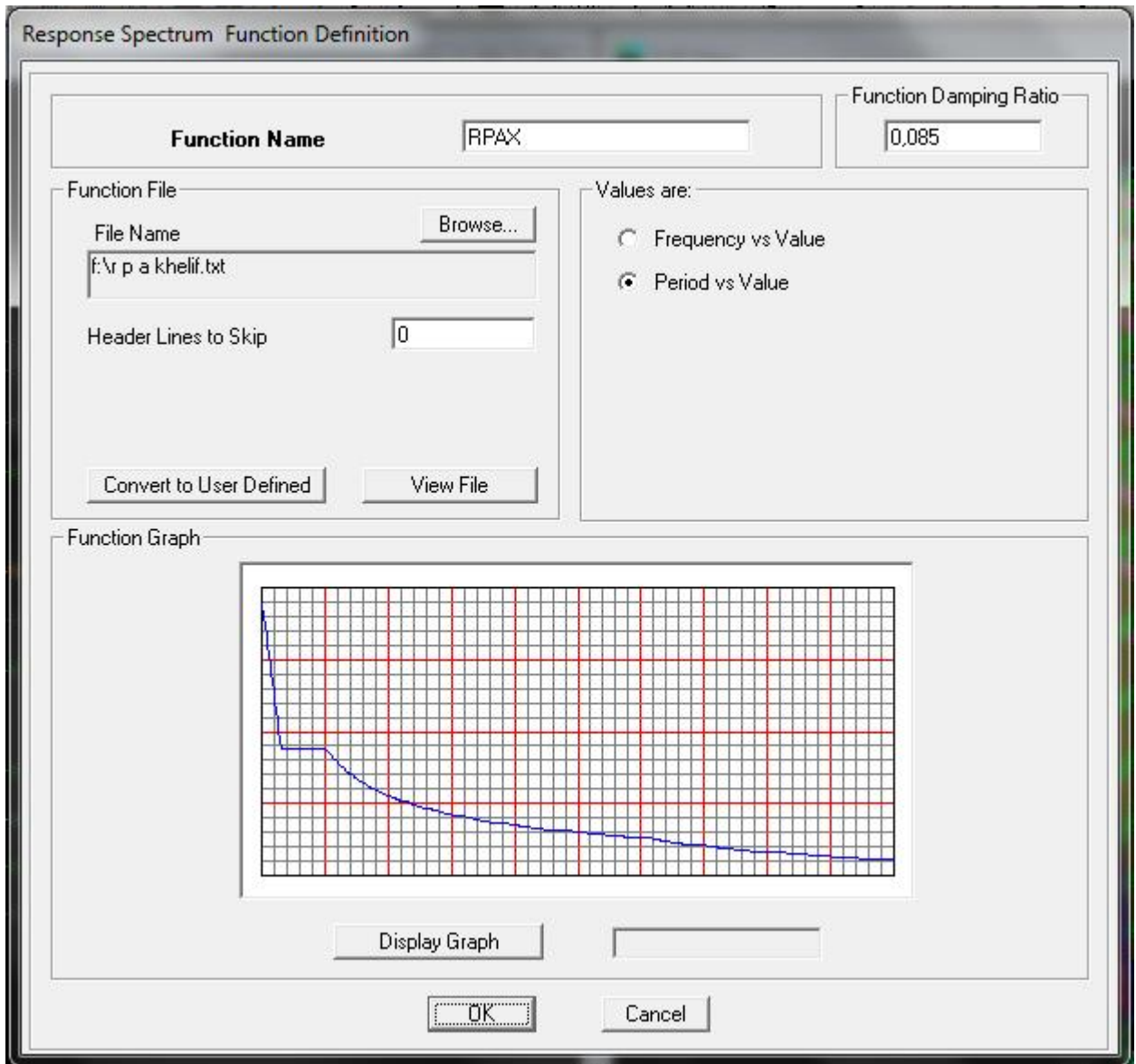
-On ouvre le l'application en cliquant sur L'icône

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

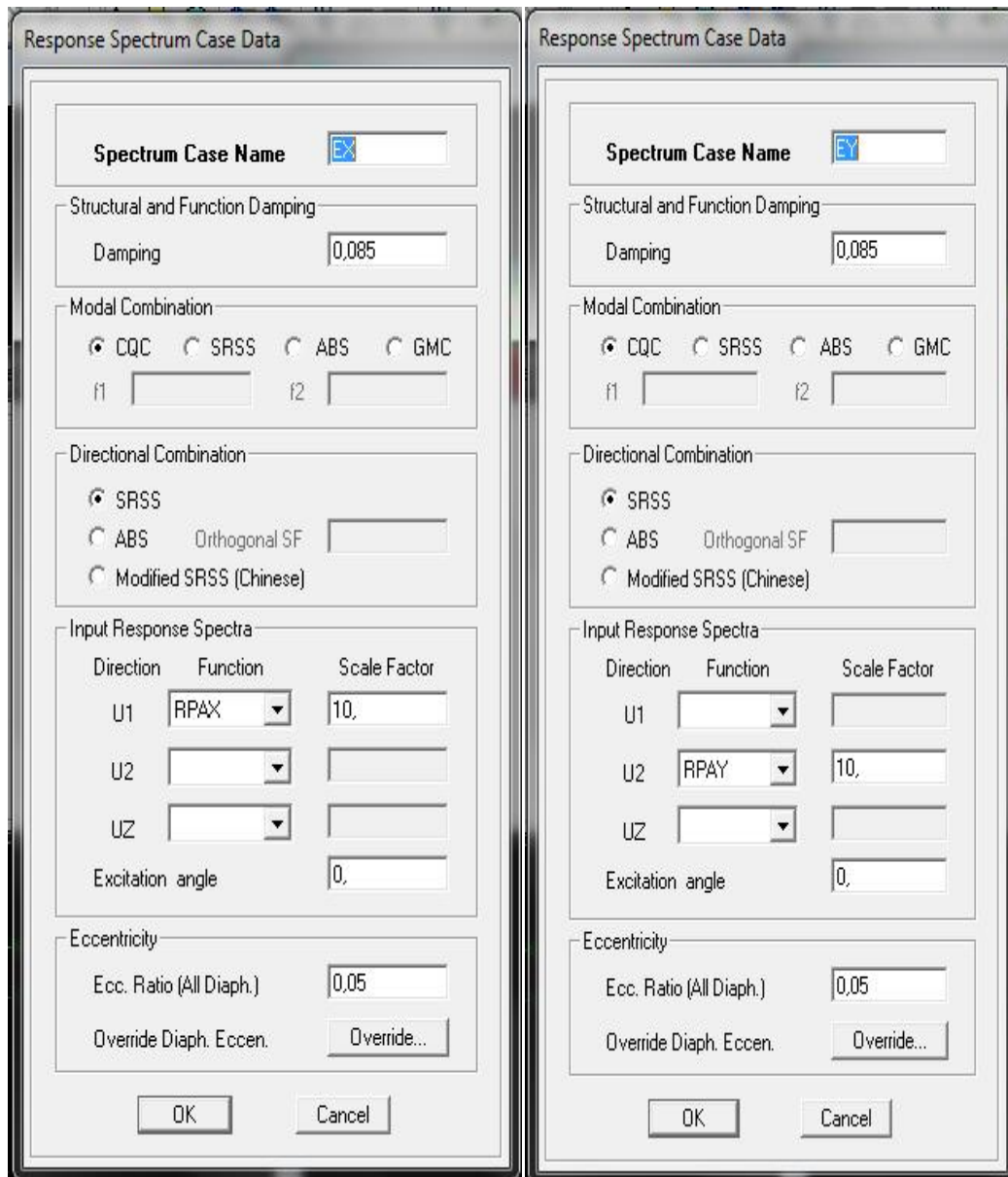
Define → **Response Spectrum Function** → **Spectrum From File**



Fonction Name (nom de spectre): **RPA**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

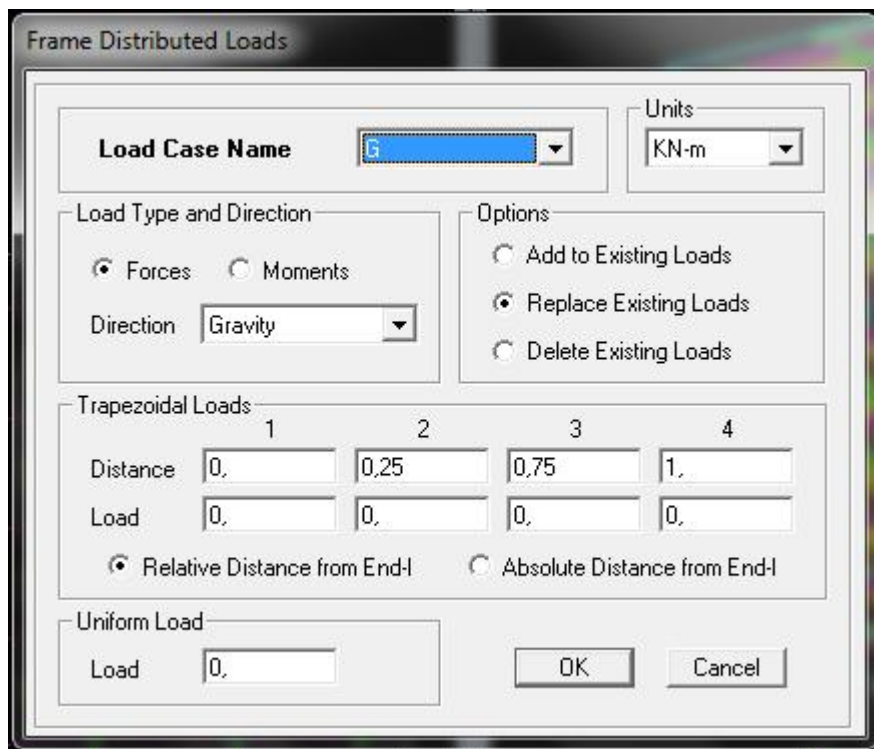


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1etU2)

IV.5.5) Cinquième étape : chargement des poutres :

Les charge statique étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Frame/line loads → Distributed → 



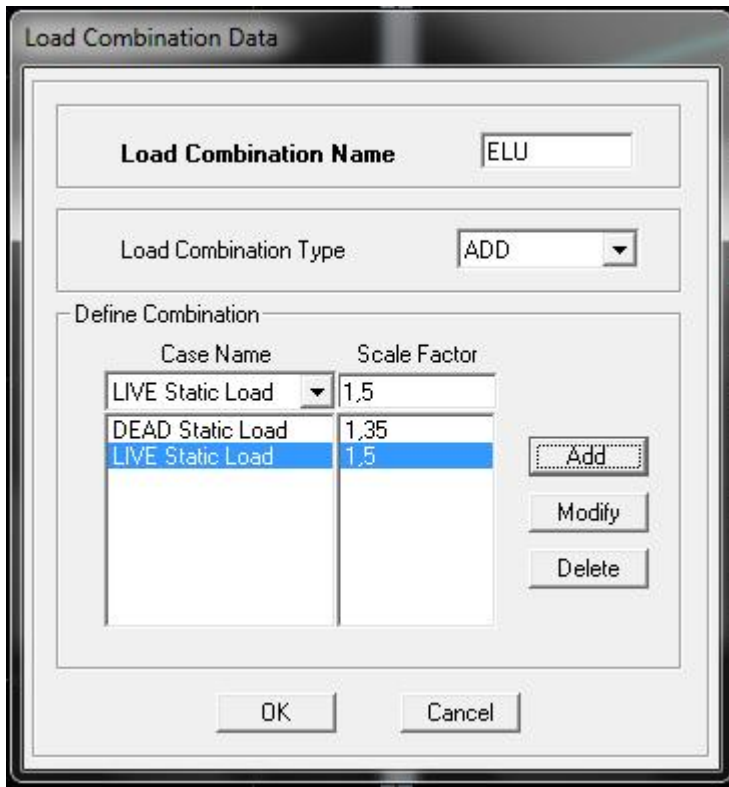
Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV.5.6) Sixième étape:

- ✓ **Introduction des combinaisons d'actions :** les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :
- ✓ **Combinaison aux états limites :**
 - ELU : $1,35G+1,5Q$
 - ELS : $G+Q$
 - ✓ **Combinaisons accidentelles du RPA :**
 - GQE** : $G+Q\pm Ex$
 - GQE** : $G+Q\pm Ey$
 - 08GE** : $0.8G\pm Ex$
 - 08GE** : $0.8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combinations → Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.5.7) Septième étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ APPUIS

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → joint/point → Restraints



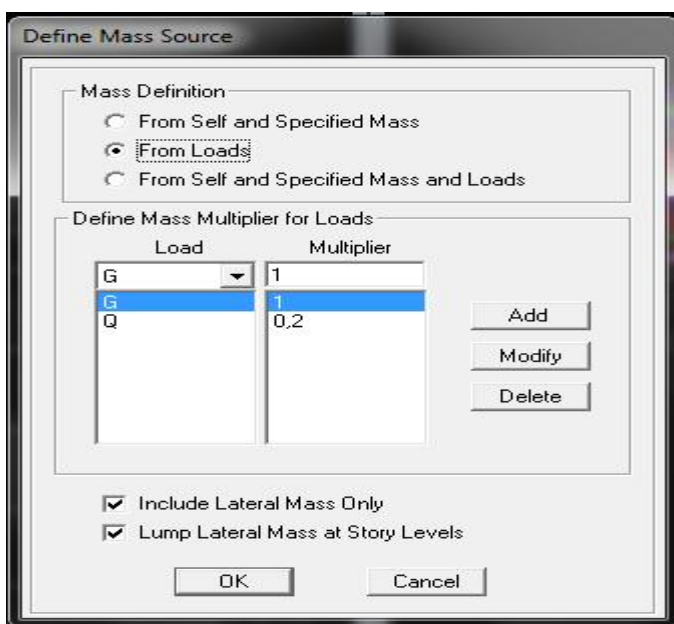
➤ **Mass-Source :**

Define —→ **Mass-Source**

La masse des planchers est supposée concentrées 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 ($\beta=0.2$ pour notre cas)

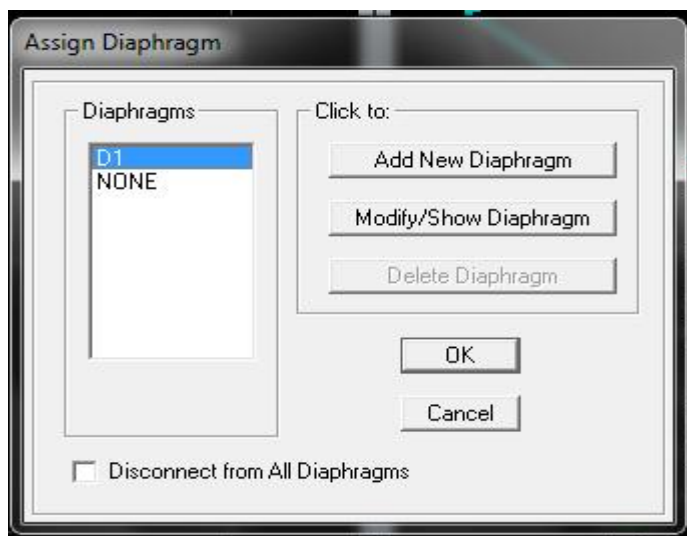


➤ **Diaphragme :**

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 :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.5.8) 8ème étape :

Analyse et visualisation des résultats.

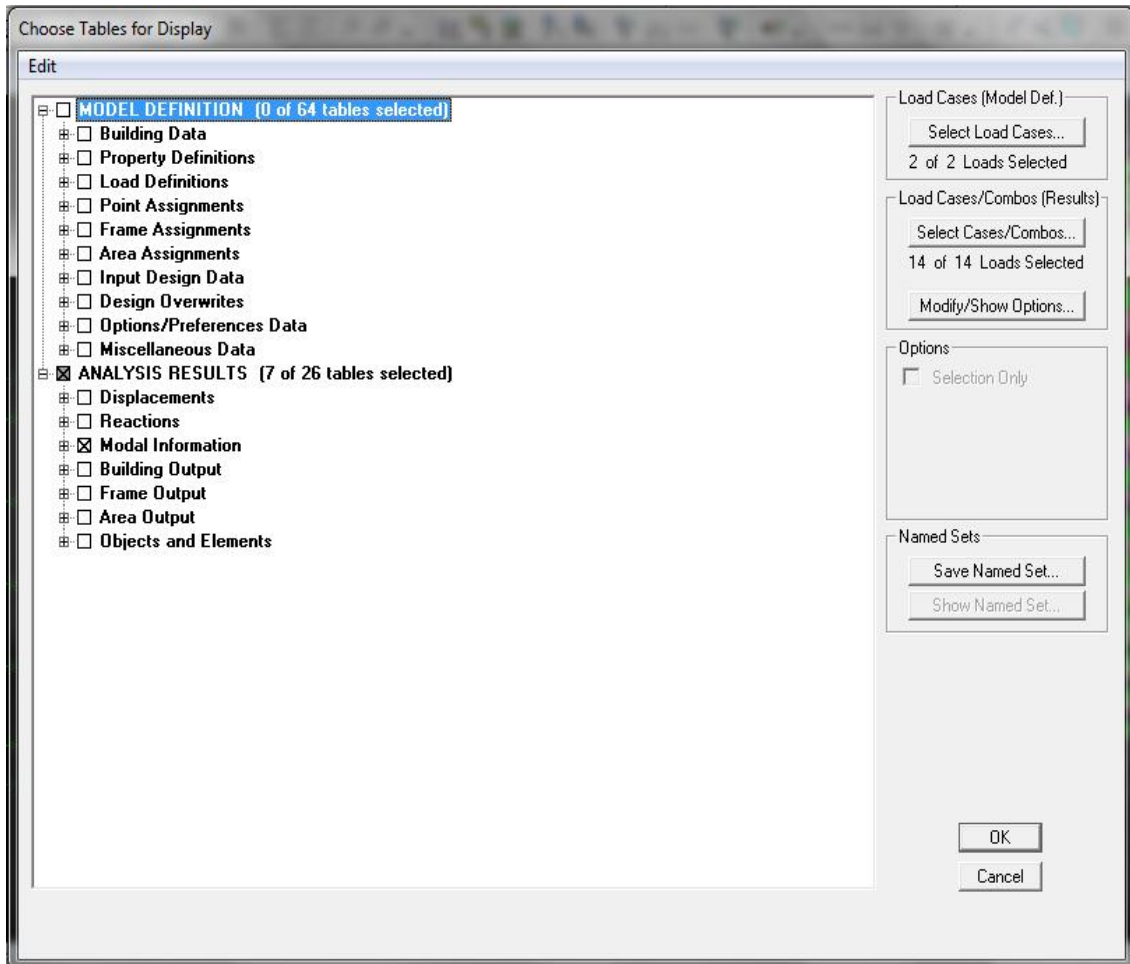
➤ **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyse** et on sélectionne **Run Analysis**.

➤ **Visualisation des résultats :**

- **Période et participation modal :**

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison **Modal**.



❖ **Déformée de la structure :**

On appuis sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'action.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on **clique** sur : **Display Show tables**

Dans **Elément Output** on sélectionne **Frame forces** (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case /Comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur **Area forces and Stresses** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de **tableaux**, on sélectionne **tout le plancher** de niveau considéré, on appuis sur **show tables** puis on coche **Displacements**.

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy .

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

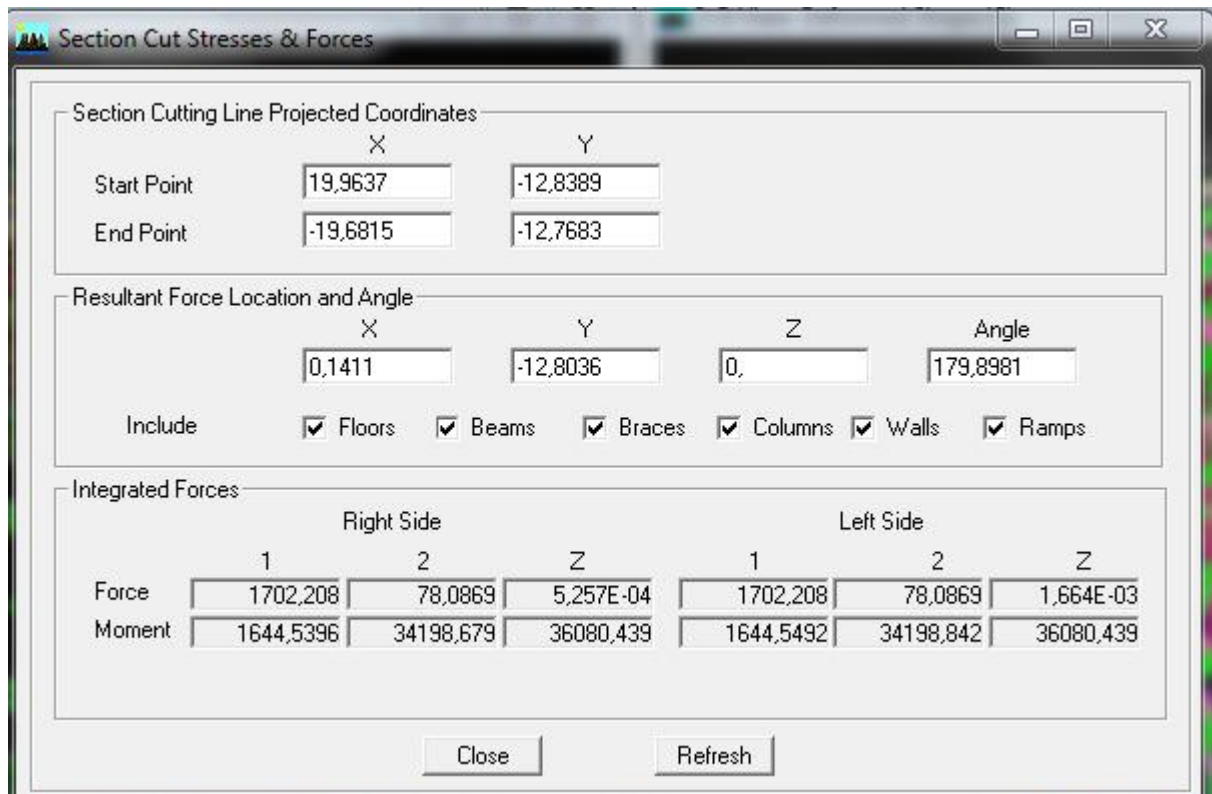
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche **Base Reactions** ensuite dans **Select Cases/comb** on choisit **E**.

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ**.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque :

En désélectionne la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et en désélectionnant la case **Frames**, on aura l'effort repris par les voiles. **Modify/Show Material**, on pourra apporter les modifications inscrites dans la figure.

CHAPITRE V

Modélisation et vérification RPA

V-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de libertés.

Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité

Pour modéliser une structure plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

✓ Modélisation en masse concentrée :

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations discontinuités dans le système structural, irrégularités.

✓ Modélisation en élément finis :

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

V-2) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et de dimensions. Il se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ la méthode statique équivalente (**RPA/Art 4.1.2**)
- ❖ la méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse modale spectrale
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes.

Celle qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale

V-3) Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représenté par un spectre de réponse de calcul. ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V-4) Caractéristique de la structure relativement à l'étude dynamique :

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003 3.2)**
- ✓ Le sol est de catégorie **S3 (sol meuble)**, selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité **Zone IIa**
- ✓ La structure à étudier fait 30.6m (RDC+9étages) de hauteur, le système structurel est mixte

Dans ce cas, les voiles doivent reprendre au plus 20 % des charges dues aux sollicitations verticales et au plus 75% de la charge horizontale de niveau.

V-5) modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (R+9) encasté à la base. La disposition des voiles peut être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA2003

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voile et portiques) les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcon.....).

- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**
- ✓ Les voiles et dalles par un élément de type **SHELL**

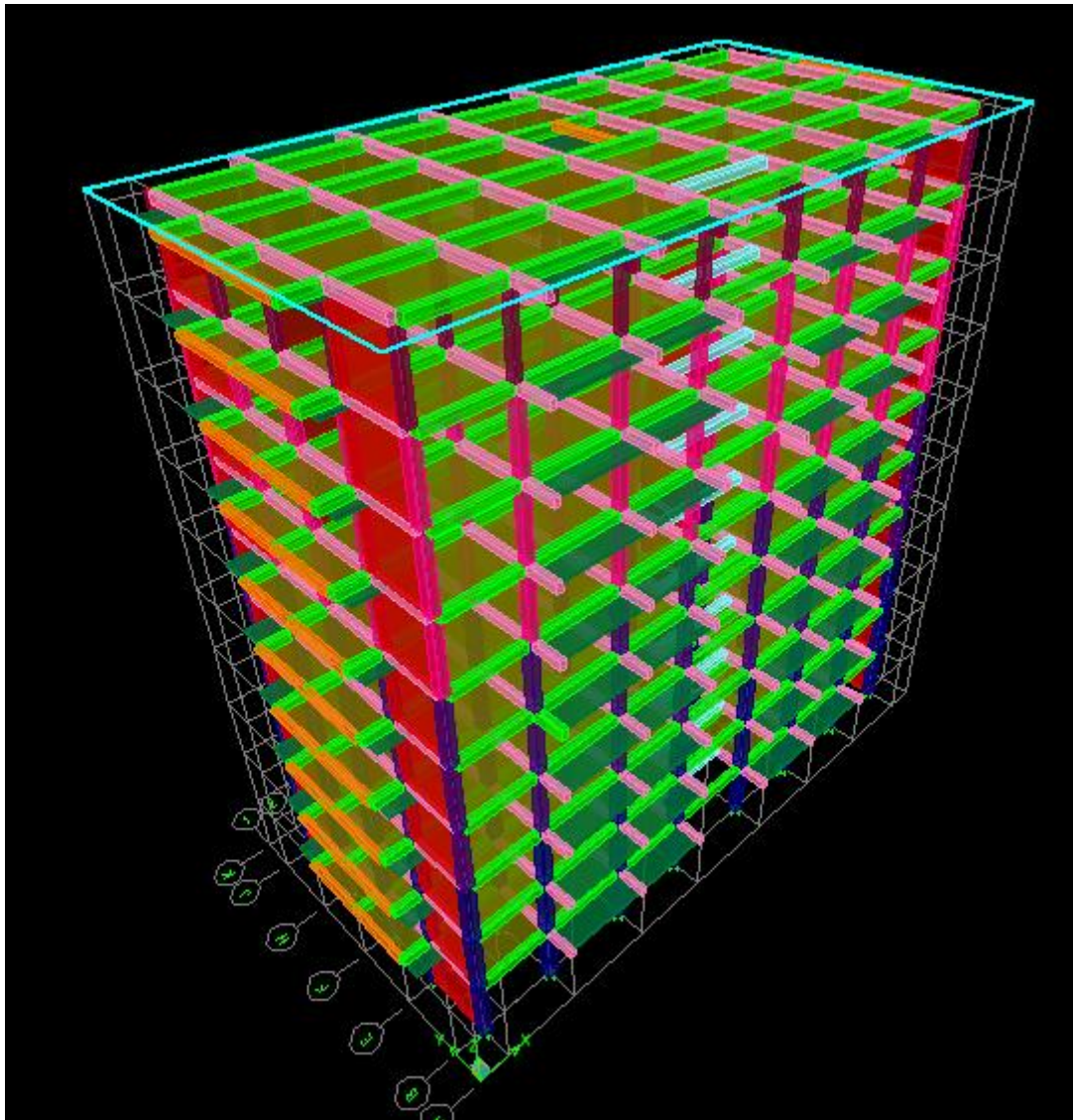


Fig V-1 : Modèle 3D de la structure

V-6) Disposition des voiles :

- ✓ Le système structurel choisit et le contreventement en béton armé mixte avec interaction portiques - voiles.

On doit donc vérifier la condition donnée par le RPA version 2003 :

- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 75 % des sollicitations dues aux charges horizontales de niveau.

Une excentricité accidentelle égal à $\pm 0.05 L$ (l : la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculer pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.

- ✓ Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

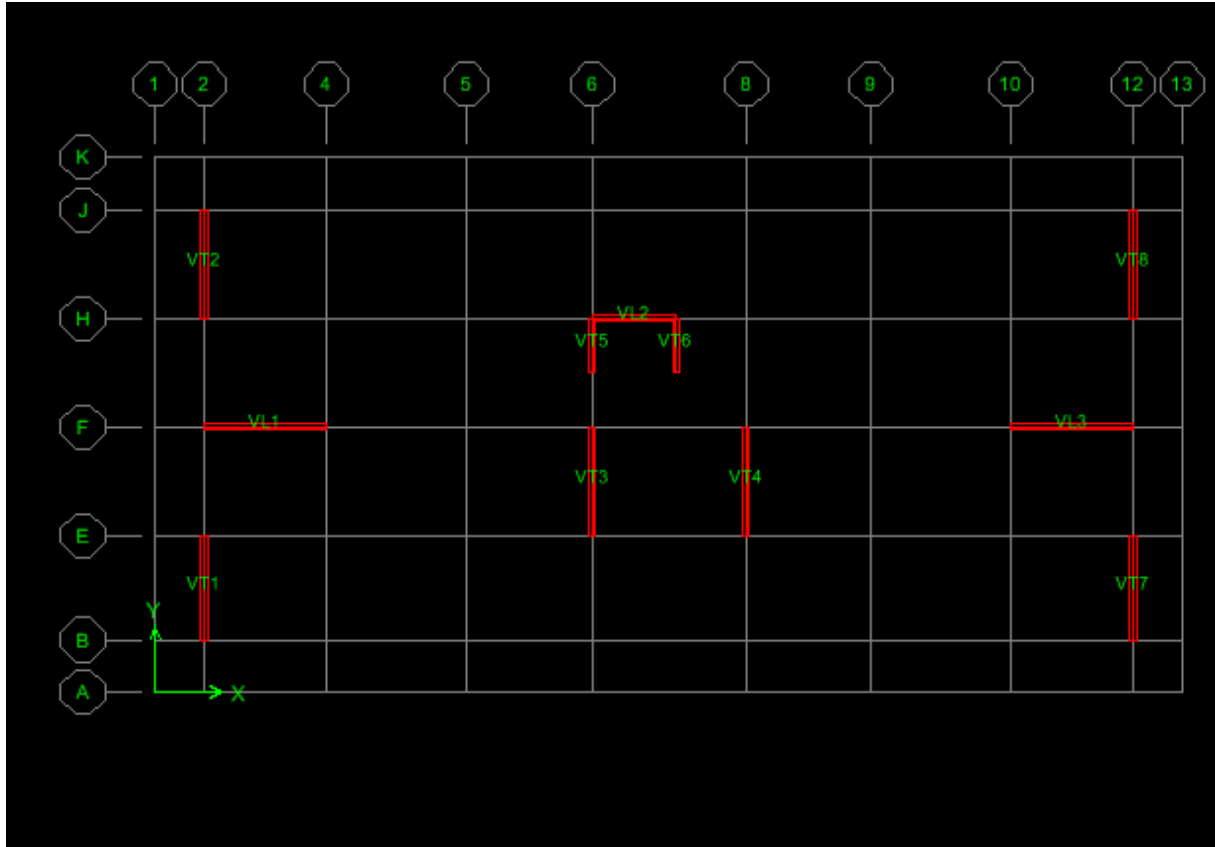
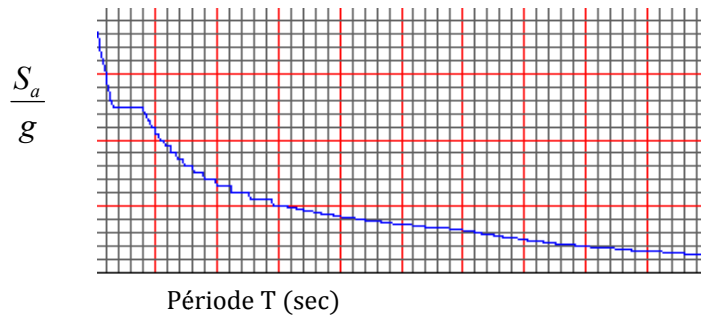


Fig V-2 : Disposition des voiles dans la structure

V-7) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003 A 4.3.3)}$$



FigV-3 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : Coefficient d'accélération de zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

η : facteur de correction d'amortissement

$$(\text{Quand l'amortissement est différent de 5\%} \rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7)$$

ξ : 8,5 Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2/RPA)

$$\xi = \% \rightarrow \eta = 0.816$$

R : Coefficient de comportement global de la structure sa valeur est donnée par le (tableau 4.3 /RPA99) en fonction de système de contreventement, dans notre cas on a un système de contreventement mixte (portiques /voiles) avec interaction $\Rightarrow R = 5$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4,7/RPA)

$$\text{Site 3} \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

$$Q : \text{Facteur de qualité} \quad Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans le tableau (RPA994.4).

	sens longitudinal		sens transversal	
	valeurs de Pq		valeurs de Pq	
	observé	non observé	observé	non observé
condition minimale sur les files de contreventement	0		0	
Redondance en plan	0		0	
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
contrôle de la qualité d'exécution		0,10		0,10

Sens longitudinal : Q=1,15

Sens transversal : Q=1,15

V-8) Nombre de modes à considérer :

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - ❖ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - ❖ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- Dans notre cas N=10 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10} = 9.49)$

Donc **K=10** nombre de modes.

V-9) Combinaison des réponses modales

- $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$r = T_i / T_j \text{ (} T_i \leq T_j \text{)}$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

V-10) Caractéristiques géométriques de la Structure :

➤ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Etage	Masse Suivant		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité Théorique		Excentricité Accidentelle	
	X	Y	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey
RDC	360.6498	360.6498	14.684	7.728	14.617	8.162	0.067	0.434	1.51	0.78
étage 1	360.6498	360.6498	14.684	7.728	14.603	8.208	0.081	0.48		
étage 2	354.0109	354.0109	14.684	7.73	14.566	8.213	0.118	0.483		
étage 3	348.3935	348.3935	14.683	7.732	14.529	8.211	0.154	0.479		
étage 4	349.3272	349.3272	14.644	7.714	14.494	8.204	0.150	0.49		
étage 5	342.5429	342.5429	14.683	7.734	14.462	8.196	0.221	0.462		
étage 6	337.6973	337.6973	14.683	7.736	14.433	8.190	0.250	0.454		
étage 7	337.6973	337.6973	14.683	7.736	14.406	8.184	0.277	0.448		
étage 8	332.6268	332.6268	14.683	7.738	14.382	8.183	0.301	0.445		
étage 9	323.1432	323.1432	14.693	7.619	14.364	8.186	0.329	0.567		

Tableau V-2 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

➤ l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0.05 \times 30.1 = 1.51\text{m}$

$$e_y = 0.05 \times 15.6 = 0.78 \text{ m}$$

v-11) Caractéristiques dynamiques de bâtiment :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,804703	67,7649	0,1280	0
2	0,719590	67,7745	57,9730	0
3	0,688436	69,3175	67,6077	0
4	0,218720	85,6625	67,6096	0
5	0,176189	85,6632	84,7769	0
6	0,165136	85,7853	85,0391	0
7	0,098759	92,5571	85,0392	0
8	0,075443	92,5581	92,0412	0
9	0,069846	92,5937	92,0551	0
10	0,058435	96,0372	92,0553	0

Tableau 5.3 périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 10**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] des RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T * h_N^{3/4} \right\} = 0.65 \text{ sec ; avec } h_N = 30.6\text{m, } C_T = 0,05$$

$T_{\text{numérique}} = 0.65 + (0.3 \times 0.65) = 0.847 \text{ sec} > T_{\text{ETABS}} = 0.804 \text{ sec}$ cette condition est donc vérifiée.

V-12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_i' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.3.6)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$A = 0.15.$$

- ❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1=0.15s, T_2=0.50s$ (RPA/Tableau 4-7)

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 8.5\%$, on a $\eta = 0.816$

T : donnée par la formule empirique.

$$T=0.804 \text{ sec.} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec.}$$

Donc :

$$D=2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.56$$

- ❖ **R : le coefficient de comportement global de la structure** (RPA 2003 tableau 4.3)

$$R=5$$

- ❖ **Q : facteur de qualité** (RPA/Art 5.7)

$$Q=1.15$$

- ❖ **W : poids total de la structure**, donné par ETABS

- ❖ $W = \sum_{i=1}^n W_i$ et $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- ❖ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- ❖ W_{Qi} : Charges d'exploitations.
- ❖ β : Coefficient de pondération avec : $\beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA
- ❖ $W = 35097,26$ KN

STORY	POINT	LOAD	FX	FY	FZ
Summation	0, 0, Base	G+0.2Q	0.00	0.00	35097.26

Conclusion:

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	A	0.15
	D	1.56
	Q	1.15
	R	5
forces sismiques V (KN)		1890.51

Tableau 5.4 la forces sismiques à la base

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente** V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ $S_i V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

forces sismiques KN				vérification	
MSE (V_{max})		ETABS (v_t)		Vt/V	
		Ex	Ey	x	y
x	y	x	y	>0.80	>0.80
1890.51	1890.51	1643.04	1727.41	CV	CV

Tableau 5.5 Vérification de la résultante des forces sismiques

V-13) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

1- Déplacement maximal :

❖ **Sens transversal :**

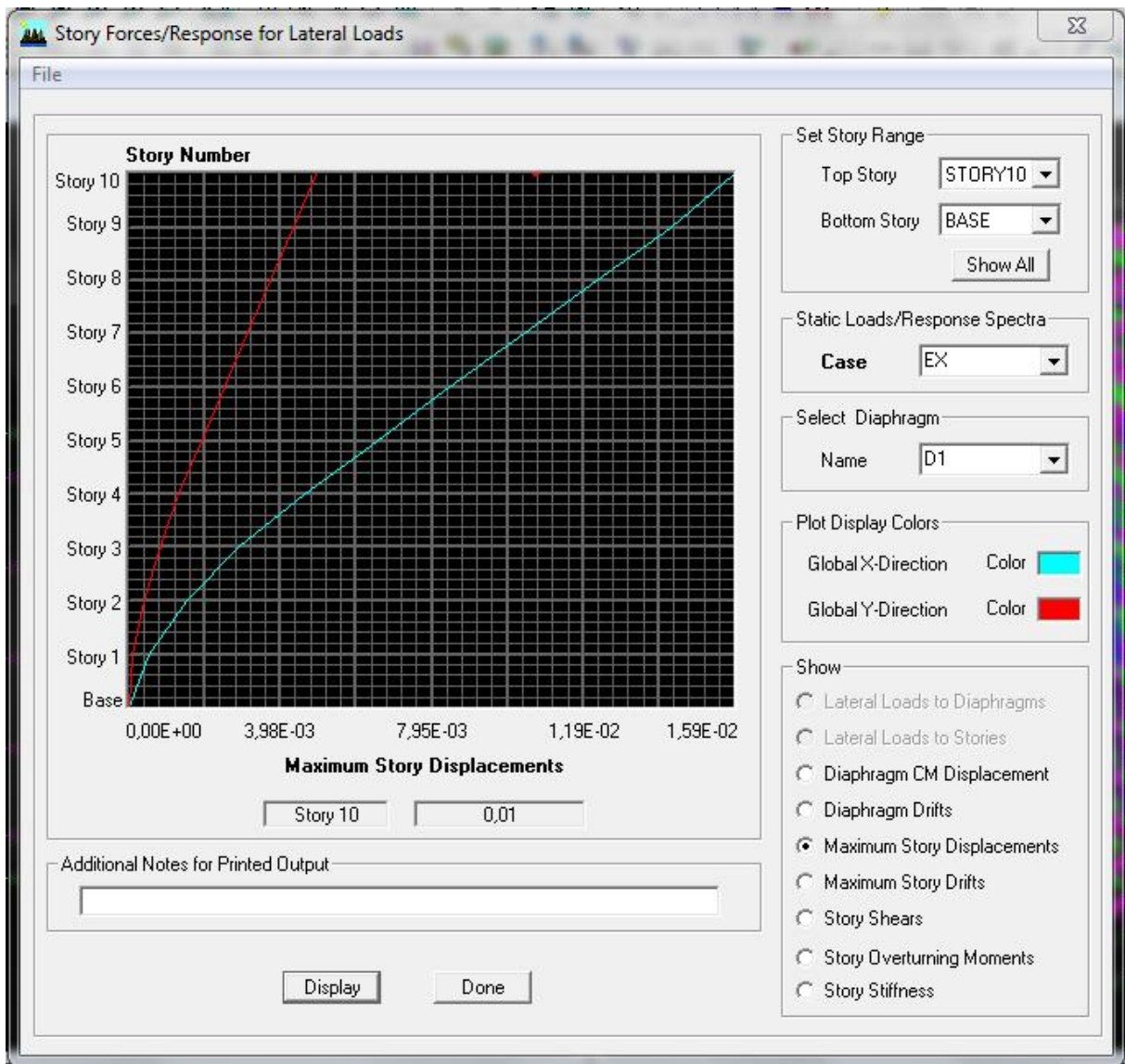


Fig.V-5 Vérification des déplacements selon E_x.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{30.6}{500} = 0.0612 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

❖ Sens longitudinal :

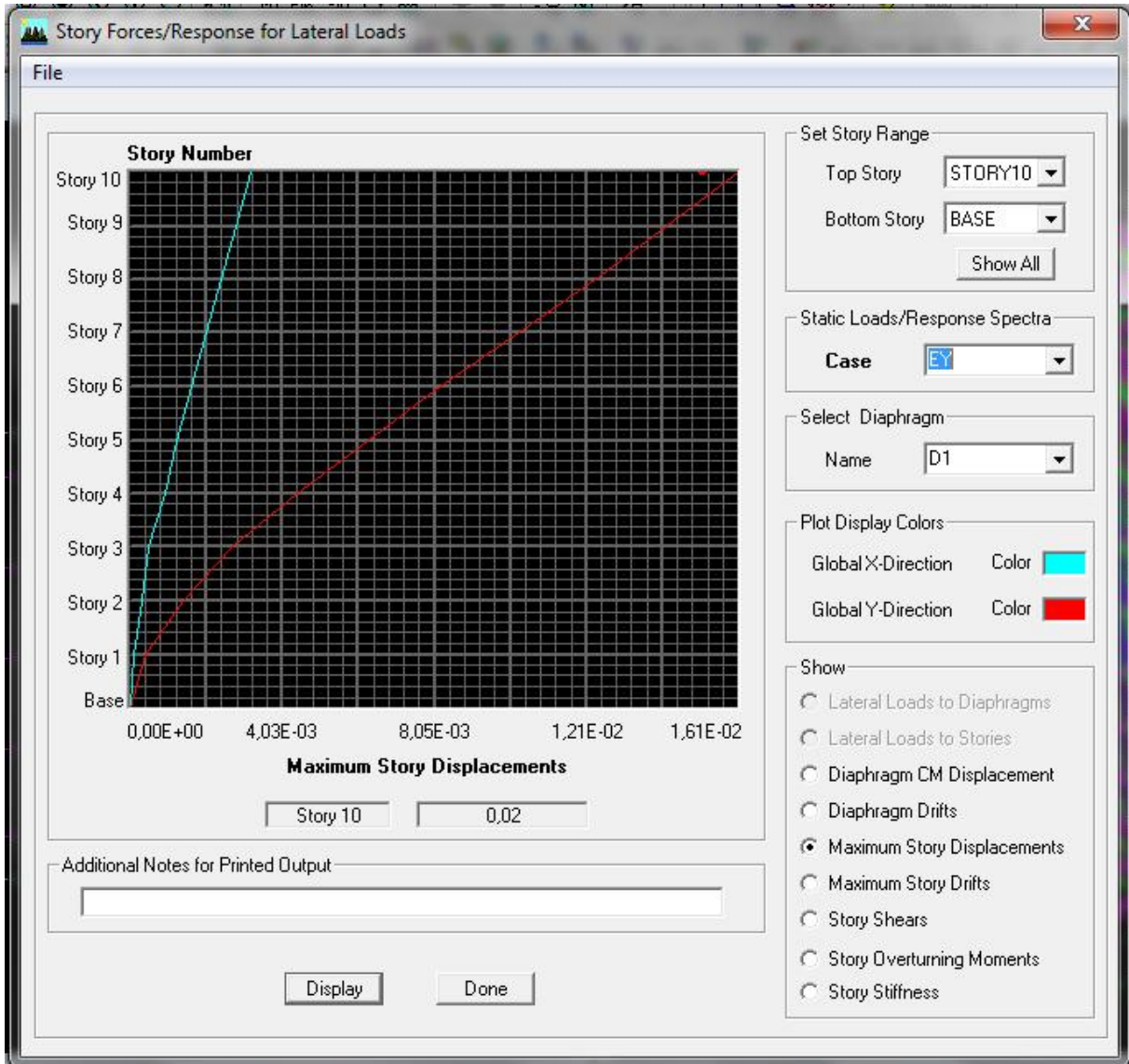


Fig.V-6 Vérification des déplacements selon E_y.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{30.6}{500} = 0.0612 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

2-Déplacements relatifs :

D’après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau “ k ” de la structure est calculé comme suit

D’après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique.Fi (y compris l’effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau “ k ” par rapport au niveau “ k-1 ” est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau 5.6 déplacements relatifs sous l’action Ex et Ey

Niveau	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Obs
09	0.0150	0.0130	0.0016	0.0015	0.0306	vérifiée
08	0.0134	0.0115	0.0017	0.0015	0.0306	vérifiée
07	0.0117	0.0100	0.0017	0.0016	0.0306	vérifiée
06	0.0100	0.0084	0.0019	0.0017	0.0306	vérifiée
05	0.0081	0.0067	0.0018	0.0016	0.0306	vérifiée
04	0.0063	0.0051	0.0018	0.0015	0.0306	vérifiée
03	0.0045	0.0036	0.0016	0.0013	0.0306	vérifiée
02	0.0029	0.0023	0.0014	0.0012	0.0306	vérifiée
01	0.0015	0.0011	0.001	0.0008	0.0306	vérifiée
RDC	0.0005	0.0003	0.0005	0.0005	0.0306	vérifiée

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

V-14) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés 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 ».

Tableau 5.7 : Vérification de l'effet P-Δ (sens x-x).

Sens xx :

Niveau	P_{KN}^k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k KN	h_k	$V_k \times h_k$	θ	OBS
09	360.6498	0.0016	0.57703968	381.66	3,06	1167.8796	0.000494091	vérifiée
08	360.6498	0.0017	0.61310466	645.52	3,06	1975.2912	0.000310386	vérifiée
07	354.0191	0.0017	0.60183247	858.43	3,06	2626.7958	0.000229116	vérifiée
06	348.3935	0.0019	0.66194765	1044.06	3,06	3194.8236	0.000207193	vérifiée
05	348.3935	0.0018	0.6271083	1199.32	3,06	3669.9192	0.000170877	vérifiée
04	337.4723	0.0018	0.60745014	1333.94	3,06	4081.8564	0.000148817	vérifiée
03	328.5613	0.0016	0.52569808	1443.94	3,06	4418.4564	0.000118977	vérifiée
02	328.5613	0.0014	0.45998582	1529.79	3,06	4681.1574	0.000098263	vérifiée
01	328.5613	0.001	0.3285613	1602.80	3,06	4904.568	0.00006699	vérifiée
RDC	323.1432	0.0005	0.1615716	1643.04	3,06	5027.7024	0.000032136	vérifiée

Tableau 5.8 : Vérification de l'effet P-Δ (sens y-y).

Sens y-y :

Niveau	P_{KN}^k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_{KN}^k	h_k	$V_k \times h_k$	θ	OBS
09	360.6498	0.0015	0.5409747	402.93	3,06	1232.9658	0.0004387	vérifiée
08	360.6498	0.0015	0.5409747	693.96	3,06	2123.5176	0.0004387	vérifiée
07	354.0191	0.0016	0.56643056	917.33	3,06	2807.0298	0.00020179	vérifiée
06	348.3935	0.0017	0.59226895	1113.66	3,06	3407.7996	0.00017379	vérifiée
05	348.3935	0.0016	0.5574296	1287.12	3,06	3938.5872	0.00014153	vérifiée
04	337.4723	0.0015	0.50620845	1424.40	3,06	4358.664	0.000116138	vérifiée
03	328.5613	0.0013	0.42712969	1531.22	3,06	4685.5332	0.000091159	vérifiée
02	328.5613	0.0012	0.39427356	1624.67	3,06	4971.4901	0.00008263	vérifiée
01	328.5613	0.0008	0.26284904	1696.72	3,06	5195.9632	0.000050587	vérifiée
RDC	323.1432	0.0005	0.1615716	1727.41	3,06	5285.8746	0.000030566	vérifiée

Conclusion:

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

V-14) Justification de l'interaction portiques – voiles :

1- Charges horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y):

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

Display ⇒ show deformed shape et on selections la combinaison E ⇒ OK

View ⇒ set 3D view ⇒ on sélectionne le plan xz ⇒ OK

Draw ⇒ draw section cut et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :

$$\% V_{voile} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% V_{portiques} = \frac{V_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

➤ **Sens x – x :**

-Effort reprise par l'ensemble : **1334.0432 KN**

-Efforts repris par les portiques : **587.4827 KN**

-Efforts repris par les voiles : **981.8164 KN**

❖ Pourcentage des efforts reprise par les portiques par rapport à l'ensemble : **44.03%**

❖ Pourcentage des efforts reprise par les voiles par rapport à l'ensemble : **73.59%**

➤ **Sens y – y :**

- Effort reprise par l'ensemble : **1424.3547 KN**

-Effort repris par les portiques : **285.8075 KN**

-Effort repris par les voiles : **1144.721 KN**

❖ Pourcentage des efforts reprise par les portiques par rapport à l'ensemble : **20.06%**

❖ Pourcentage des efforts reprise par les voiles par rapport à l'ensemble : **80.37%**

Conclusion :

Les voiles reprennent moins de 75% suivant x-x des charges horizontales et légèrement supérieure à 75% suivant y-y.

D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par une structure mixte portiques – voiles avec interaction donc le coefficient de comportement **R= 5**.

Conclusion générale des vérifications:

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

CHAPITRE VI

Fichier résultat

VI-1) Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

➤ **Combinaisons du BAEL 99 :**

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

a) Les portiques :

Les combinaisons de charges à prendre sont :

- ELU : $1.35G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

Elément	BAEL 99		RPA 99	
	ELU	ELS		
Poutres	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q + E$	$0.8 G \pm E$
Poteaux	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q + E$	$0.8 G \pm E$

b) Les voiles :

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$
- ELU
- ELS

VI-2) Les effort internes dans les éléments :

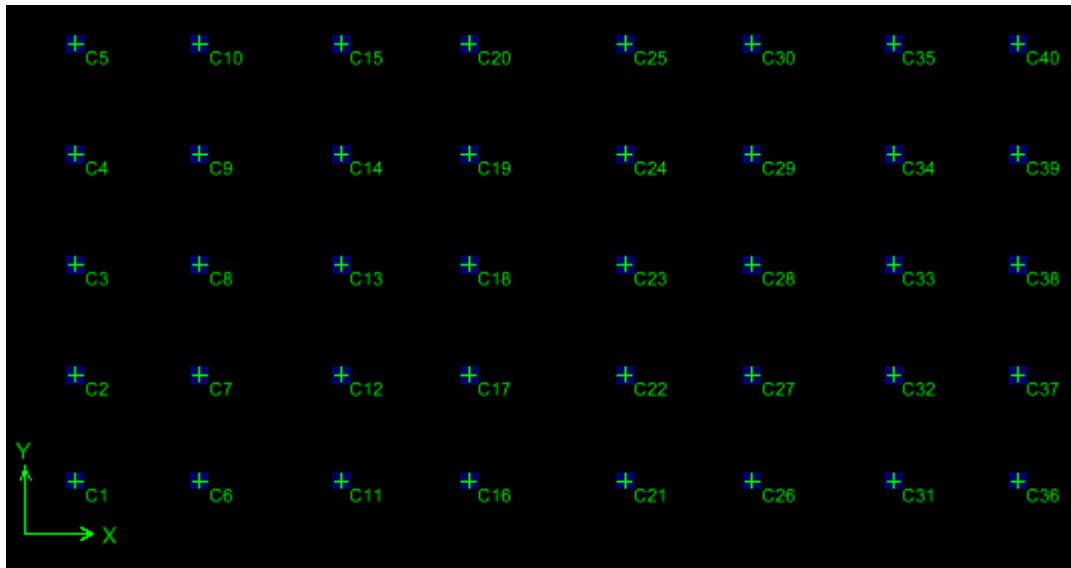


Fig VI-1:Dispositions et noms des poteaux selon ETABS

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- $|N_{max}| \Rightarrow M_2 \text{ et } M_3$
- $|M_{2(max)}| \Rightarrow P \text{ et } M_3$
- $|M_{3(max)}| \Rightarrow P \text{ et } M_2$

Remarque :

On pose :

N : P.

On désigne les combinaisons par les notations suivantes :

P : plus (+) ;

M : Moins (-) ;

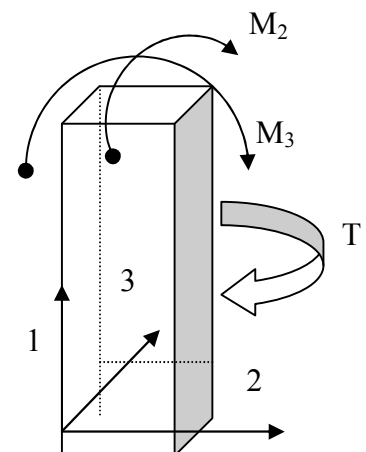


Fig VI-2:efforts internes dans les poteaux selon ETABS

Poteaux (45 x 45):

➤ COMB1ELU

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C1	-384,53	-8,04	-0,42	-0,006	0,536	9,888
C30	-817,98	-1,23	-12,07	-0,001	-7,861	-1,133
C11	-140,21	2,86	21,64	-0,004	34,617	4,389
C35	-974,86	12,54	-11,48	-0,006	-16,562	17,90

➤ COMB2ELS

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C1	-280,83	-5,81	-0,3	-0,005	0,388	7,149
C30	-1175,4	-0,88	-8,63	-0,001	-8,478	-0,816
C11	-1013,13	2,06	15,47	-0,003	24,741	3,161
C35	-706,5	9,01	-8,2	-0,005	-11,837	12,865

➤ COMB30.8 G ± E

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C40	538,12	2,89	4,01	0,264	4,02	-1,216
C38	-802,96	-5,79	-1,56	-0,21	-3,782	-17,101
C38	-237,81	0,14	19,36	0,868	31,703	0,398
C31	-395,95	26,56	5,61	0,683	8,688	41,66

➤ COMB4G + Q ± E

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C40	429,88	3,73	4,06	0,264	3,956	-2,603
C38	-702,25	-5,79	-1,55	-0,21	-3,745	-17,084
C26	-786,43	0,47	23,21	0,867	36,895	1,24
C31	-644,99	30,28	9,46	0,681	14,28	46,962

Poteaux (40 x 40):

➤ COMB1ELU

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C4	-203,39	-4,04	0,28	-0,006	-0,307	4,834
C30	-701,08	-1,82	-18,88	-0,005	-27,4	-2,619
C11	-657,71	4,97	24,01	-0,006	34,998	6,972
C35	-597,15	17,85	-11,83	-0,006	-17,237	25,962

➤ COMB2ELS

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C4	-148,47	-2,91	0,21	-0,005	-0,224	3,49
C30	-802,55	-1,31	-13,49	-0,004	-19,574	-1,883
C11	-547,87	3,44	17,15	-0,005	24,999	5,012
C35	-432,72	12,84	-8,45	-0,005	-12,31	18,673

➤ COMB30.8 G ± E

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C40	135,3	7,55	1,64	0,661	0,72	0,732
C30	-577,41	-3,94	-13,55	-0,665	-21,399	-6,013
C38	-131,6	0,07	22,6	0,786	34,015	0,116
C24	-81,79	24,45	-1,92	0,618	4,192	46,985

➤ COMB4G + Q ± E

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C40	-268,04	2,29	-0,77	-0,793	-1,052	-15,387
C30	-680,62	-4,49	-19,83	-0,667	-30,513	-6,804
C26	-485,26	0,37	25,61	0,784	37,848	0,69
C31	-397,61	36,4	9,95	0,616	14,622	53,836

Poteaux (35 x 35):

➤ COMB1ELU

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C5	-59	-9,36	0,18	-0,004	-0,215	10,583
C30	-630,2	-1,86	-18,29	-0,004	-26,568	-2,683
C11	-308,83	4,71	22,46	-0,004	33,48	7,033
C35	-241,96	18,52	-10,85	-0,004	-16,219	27,371

➤ COMB2ELS

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C5	-43,01	-6,76	0,13	-0,003	-0,156	7,643
C30	-455,57	-1,34	-13,06	-0,003	-18,972	-1,928
C11	-223,37	3,39	16,04	-0,003	23,91	5,056
C35	-175,45	13,33	-7,74	-0,003	-11,575	19,695

➤ COMB30.8 G ± E

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C8	29,33	0,27	1,47	0,359	1,633	0,887
C30	-321,94	-3,81	-13,03	-0,475	-19,079	-5,627
C16	-98,96	7,07	16,82	0,469	25,879	10,809
C31	-149,52	24,19	5	0,368	7,683	36,957

➤ COMB4G + Q ± E

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C8	11,32	0,17	1,5	0,358	1,604	0,997
C30	-494	-4,37	-19,15	-0,476	-27,973	-6,443
C26	-295,85	-0,18	21,95	0,468	33,754	-0,269
C31	-164,67	30,24	8,98	0,358	13,378	44,843

Poteaux (30 x 30):

➤ COMB1ELU

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C5	-13,36	-8,22	0,13	-0,002	-0,164	10,903
C30	-167,36	-2,25	-21,1	-0,002	-27,783	-3,014
C15	-156,51	3,21	-22,24	-0,002	29,93	-4,215
C35	-126,26	14,14	-10,65	-0,002	-14,028	20,025

➤ COMB2ELS

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C5	-9,72	-5,95	0,09	-0,001	-0,12	7,9
C30	-121,11	-1,62	-15,06	-0,001	-19,833	-2,172
C15	-113,11	2,32	-15,89	-0,001	21,383	-3,046
C35	-91,67	10,18	-7,6	-0,001	-10,007	14,411

➤ COMB30.8 G ± E

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C18	18,23	2,02	0,56	0,242	0,766	-1,754
C30	-80,73	-3,23	-13,16	-0,243	-17,454	-4,538
C16	-46,29	4,9	15,61	0,242	20,862	7,321
C31	-56,37	17,55	4,73	0,189	6,32	25,013

➤ COMB4G + Q ± E

Élément	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
C18	11,64	2,91	0,56	0,241	0,764	-2,754
C30	-125,56	-3,87	-20,26	-0,244	-26,799	-5,41
C20	-73,74	4,9	-6	0,241	28,557	-0,839
C31	-87,94	21,66	8,41	0,188	11,172	30,818

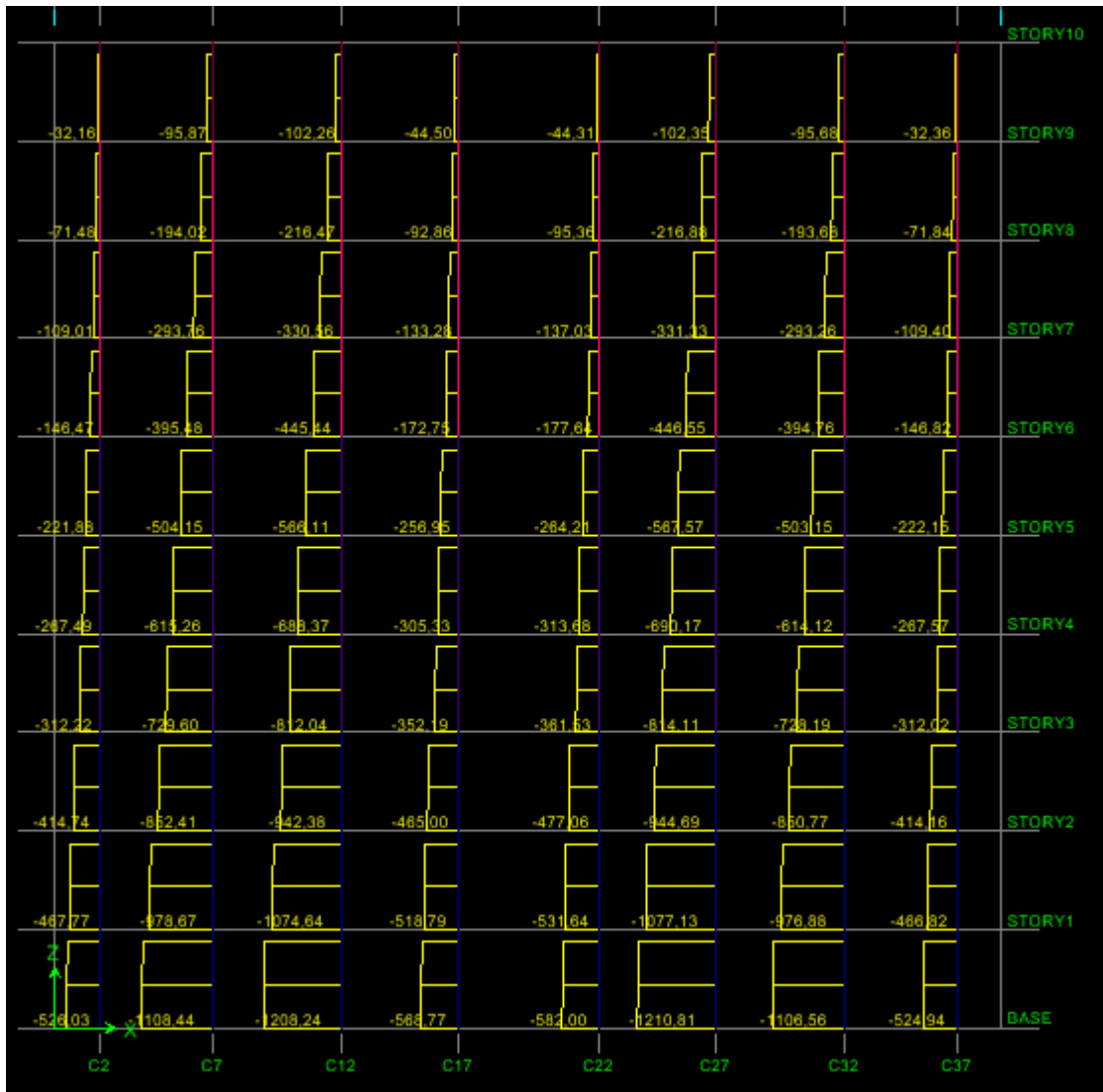


Fig VI-3:Exemple de force axiale file A4, à L'ELU

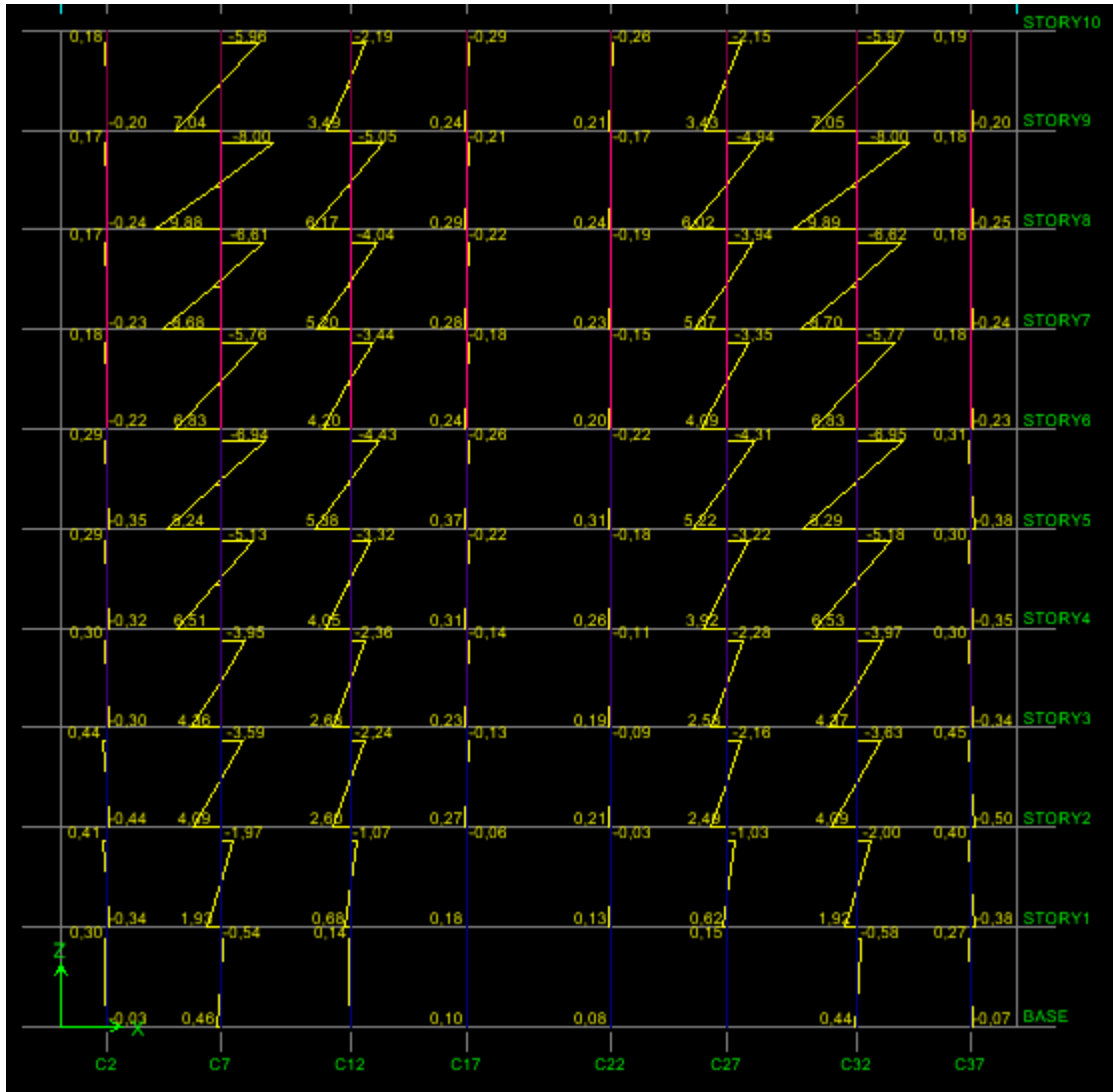


Fig VI-4: Exemple du Moment 2-2 file A4, à L'ELU

VI-2.2) Les Poutres :

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions est :

- M_3^+ (max) ⇒ Moment en travées.
- M_3^- (min) ⇒ Moment aux appuis.

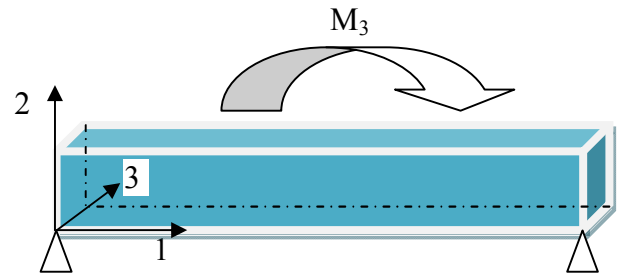


Fig VI-6 : efforts internes dans la poutre selon ETABS

➤ **Poutres principales : (30×40)**

❖ **ELU :**

Plancher	Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (KN-m)	Nature	
9	B10	-1,77	0,97	30,332	Travée	Sans voile
	B23	71,29	0,195	-61,059	Appui	
	B18	-6,55	-0,061	13,919	Travée	Avec voile
	B24	-46,85	0,059	-22,94	appui	
6, 7, 8	B10	-1,88	0,344	25,486	Travée	Sans voile
	B23	68,69	0,109	-57,533	Appui	
	B18	6,47	-0,032	13,881	Travée	Avec voile
	B24	-45,32	0,03	-21,13	appui	
3, 4, 5	B10	-1,5	0,184	22,8	Travée	Sans voile
	B23	63,96	0,056	-48,827	Appui	
	B18	-6,36	-0,014	13,908	Travée	Avec voile
	B18	44,59	-0,022	-19,972	appui	
RDC, 1, 2	B10	-0,73	0,067	20,757	travée	Sans voile
	B23	57,62	0,02	-37,468	appui	
	B18	-6,27	-0,005	13,946	Travée	Avec voile
	B24	43,87	0,01	-18,836	appui	

❖ **ELS :**

Plancher	Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (KN-m)	Nature	
9	B10	-1,28	0,706	22,07	Travée	Sans voile
	B23	51,9	0,142	-44,389	Appui	
	B18	-4,78	-0,044	10,146	Travée	Avec voile
	B24	-34,15	0,042	-16,72	appui	
6, 7,8	B10	-1,36	0,252	18,429	Travée	Sans voile
	B23	49,67	0,079	-41,637	Appui	
	B18	4,68	-0,022	10,032	Travée	Avec voile
	B24	-32,76	0,022	-15,271	Appui	
3, 4,5	B10	-1,08	0,135	16,482	Travée	Sans voile
	B23	46,25	0,041	-35,319	Appui	
	B18	-4,6	-0,01	10,051	Travée	Avec voile
	B18	32,23	-0,016	-14,435	Appui	
RDC, 1,2	B10	-0,52	0,049	15,003	Travée	Sans voile
	B23	41,65	0,015	-27,091	Appui	
	B18	4,53	-0,003	10,079	Travée	Avec voile
	B24	31,71	0,007	-13,614	Appui	

❖ 0.8G ± E :

Plancher	Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (KN-m)	Nature	
9	B21	16,97	7,425	21,734	Travée	Sans voile
	B12	-52,99	-1,78	-64,564	Appui	
	B18	3,71	0,594	7,139	Travée	Avec voile
	B24	-23,66	-0,418	-12,092	appui	
6, 7,8	B12	29,12	-0,382	45,241	Travée	Sans voile
	B12	-80,97	-0,97	-86,939	Appui	
	B18	3,07	0,166	6,328	Travée	Avec voile
	B24	-20,49	-0,076	-9,781	Appui	
3, 4,5	B12	47,07	-0,054	61,694	Travée	Sans voile
	B12	-93,62	-0,628	-94,902	appui	
	B18	-2,59	0,024	6,385	Travée	Avec voile
	B24	19,73	-0,029	-9,455	appui	
RDC, 1,2	B12	47,65	0,048	60,762	Travée	Sans voile
	B12	-85,05	-0,393	-83,268	Appui	
	B18	-2,08	0,033	6,455	Travée	Avec voile
	B24	18,94	-0,047	-9,625	Appui	

❖ **G+Q ± E :**

Plancher	Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (KN-m)	Nature	
9	B21	17,92	6,933	25,707	Travée	Sans voile
	B23	37,45	-0,106	-79,113	Appui	
	B18	5,28	0,571	10,338	Travée	Avec voile
	B24	-34,48	-0,396	-17,398	appui	
6, 7,8	B12	51,82	-0,818	41,234	Travée	Sans voile
	B12	-96	-1,405	-98,76	Appui	
	B18	4,85	0,154	10,134	Travée	Avec voile
	B24	-32,91	-0,065	-15,558	Appui	
3, 4,5	B12	68,98	-0,315	54,585	Travée	Sans voile
	B12	-107,71	-0,862	-104,907	Appui	
	B18	-4,33	0,019	10,2	Travée	Avec voile
	B24	31,95	-0,023	-14,913	Appui	
RDC, 1,2	B12	36,38	-0,067	54,051	Travée	Sans voile
	B12	-96,31	-0,508	-89,98	Appui	
	B18	-3,79	0,032	10,28	Travée	Avec voile
	B24	30,96	-0,046	-14,778	appui	

➤ Poutres Secondaire : (25×35)

❖ ELU :

Plancher	Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (KN-m)	Nature	
9	B52	9,47	1,903	15,366	Travée	Sans voile
	B56	54,19	0	-58,432	Appui	
	B70	-0,12	-0,193	1,092	Travée	Avec voile
	B70	-4,26	-0,193	-1,976	appui	
6, 7,8	B72	-12,68	-0,436	17,782	Travée	Sans voile
	B56	53,99	0	-57,08	Appui	
	B70	-0,04	0,355	1,156	Travée	Avec voile
	B70	-4,11	0,253	-1,713	appui	
3, 4,5	B72	-9,21	-0,247	14,092	Travée	Sans voile
	B56	53,78	0	-55,733	Appui	
	B70	-0,03	0,187	1,163	Travée	Avec voile
	B70	-4,03	0,223	-1,592	Appui	
RDC, 1,2	B72	-3,01	-0,104	6,614	Travée	Sans voile
	B56	53,55	0	-54,391	Appui	
	B70	-0,02	0,137	1,177	Travée	Avec voile
	B64	-3,94	-0,154	-1,464	Appui	

❖ ELS :

Plancher	Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (KN-m)	Nature	
9	B52	6,8	1,38	11,112	Travée	Sans voile
	B56	38,82	0	-41,819	Appui	
	B70	-0,09	-0,147	0,811	Travée	Avec voile
	B70	-3,15	-0,147	-1,46	appui	
6, 7,8	B72	-9,09	-0,31	12,837	Travée	Sans voile
	B56	38,68	0	-40,85	Appui	
	B70	-0,03	0,253	0,857	Travée	Avec voile
	B70	-3,04	0,18	-1,267	Appui	
3, 4,5	B72	-6,58	-0,175	10,158	Travée	Sans voile
	B56	38,52	0	-39,885	Appui	
	B70	-0,02	0,133	0,862	Travée	Avec voile
	B70	-2,98	0,159	-1,178	Appui	
RDC, 1,2	B72	-2,1	-0,074	4,754	Travée	Sans voile
	B56	38,36	0	-38,924	Appui	
	B70	-0,01	0,097	0,872	Travée	Avec voile
	B64	-2,92	-0,11	-1,083	appui	

❖ 0.8G ± E :

Plancher	Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (KN-m)	Nature	
9	B71	88,85	0,62	64,122	Travée	Sans voile
	B71	-79,97	0,16	-68,206	Appui	
	B70	0,27	0,188	0,798	Travée	Avec voile
	B70	2,06	-0,476	-1,576	appui	
6, 7,8	B71	114,82	0,577	86,056	Travée	Sans voile
	B71	-107,24	0,057	-89,014	Appui	
	B70	0,06	0,369	0,765	Travée	Avec voile
	B70	2,27	-0,122	-1,153	Appui	
3, 4,5	B71	119,98	0,439	90,795	Travée	Sans voile
	B71	-113,2	-0,043	-93,109	Appui	
	B70	0,02	0,289	0,771	Travée	Avec voile
	B70	-2,41	-0,151	-1,039	appui	
RDC, 1,2	B71	101,57	0,315	77,305	Travée	Sans voile
	B71	-95,94	-0,065	-78,624	Appui	
	B70	0,07	0,233	0,763	Travée	Avec voile
	B70	-2,55	-0,027	-1,187	Appui	

❖ G+Q± E :

Plancher	Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (KN-m)	Nature	
9	B71	91,13	0,796	63,198	Travée	Sans voile
	B71	-77,7	0,336	-69,13	Appui	
	B70	0,24	0,185	0,951	Travée	Avec voile
	B70	2,64	-0,479	-1,809	appui	
6, 7,8	B71	116,82	0,758	85,35	Travée	Sans voile
	B71	-105,24	0,238	-89,72	Appui	
	B70	0,04	0,461	0,931	Travée	Avec voile
	B70	2,86	-0,006	-1,383	Appui	
3, 4,5	B71	121,82	0,555	90,22	Travée	Sans voile
	B71	-111,36	0,072	-93,684	Appui	
	B70	0,01	0,353	0,941	Travée	Avec voile
	B70	-3,01	-0,087	-1,28	Appui	
RDC, 1,2	B71	103,2	0,39	76,921	Travée	Sans voile
	B71	-94,31	0,01	-79,008	Appui	
	B70	0,07	0,284	0,934	Travée	Avec voile
	B70	-3,14	0,02	-1,403	Appui	

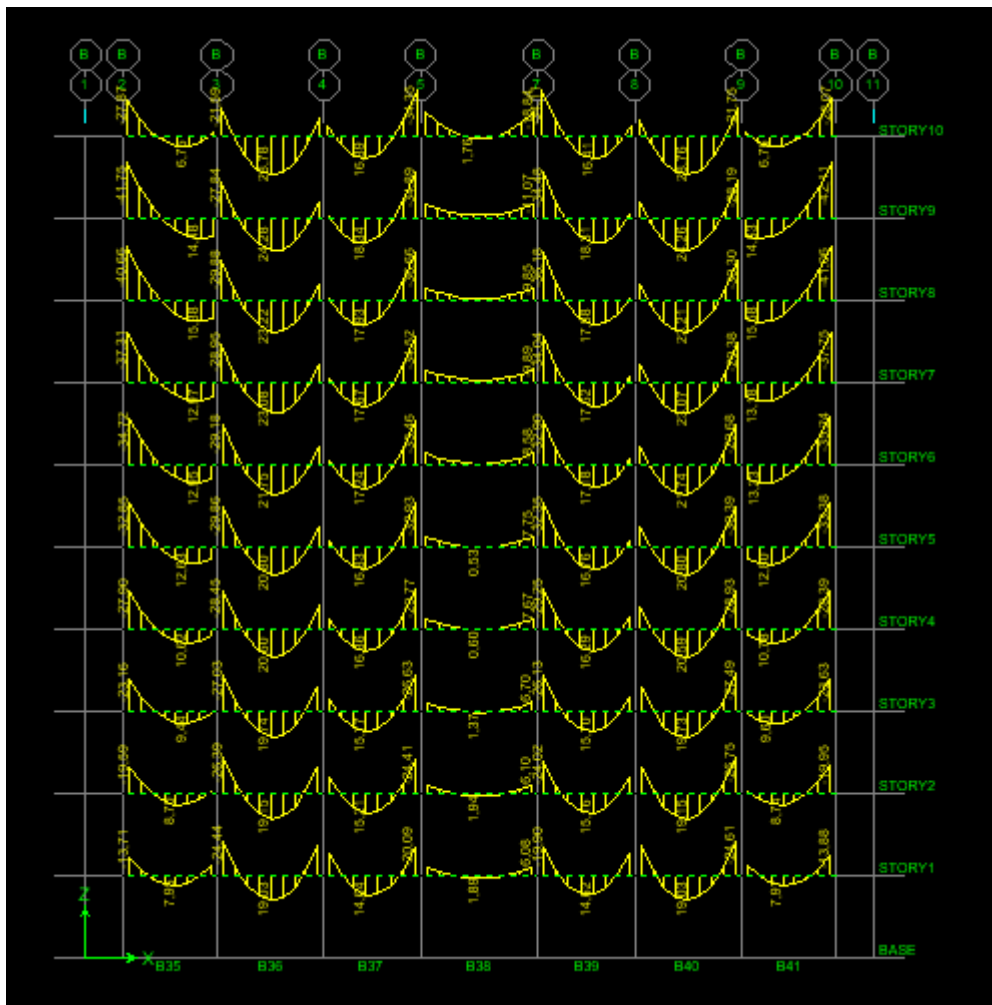


Fig VI-8: Exemple de moment fléchissant des poutres de la file B-B à L'ELU

VI-2.3) Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I \Rightarrow RDC, étage 1 et 2

Zone II \Rightarrow Etages (3, 4, 5)

Zone III \Rightarrow Etages (6, 7, 8)

Zone IV \Rightarrow Etages (9)

Les valeurs des contraintes de tractions et de compression maximales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec : $V = V' = \frac{L}{2}$ V et V' : bras de levier

S : section du voile. (S=L×e)

L : longueur du voile

I : Moment d'inertie du voile. $I = \frac{e \times L^3}{12}$

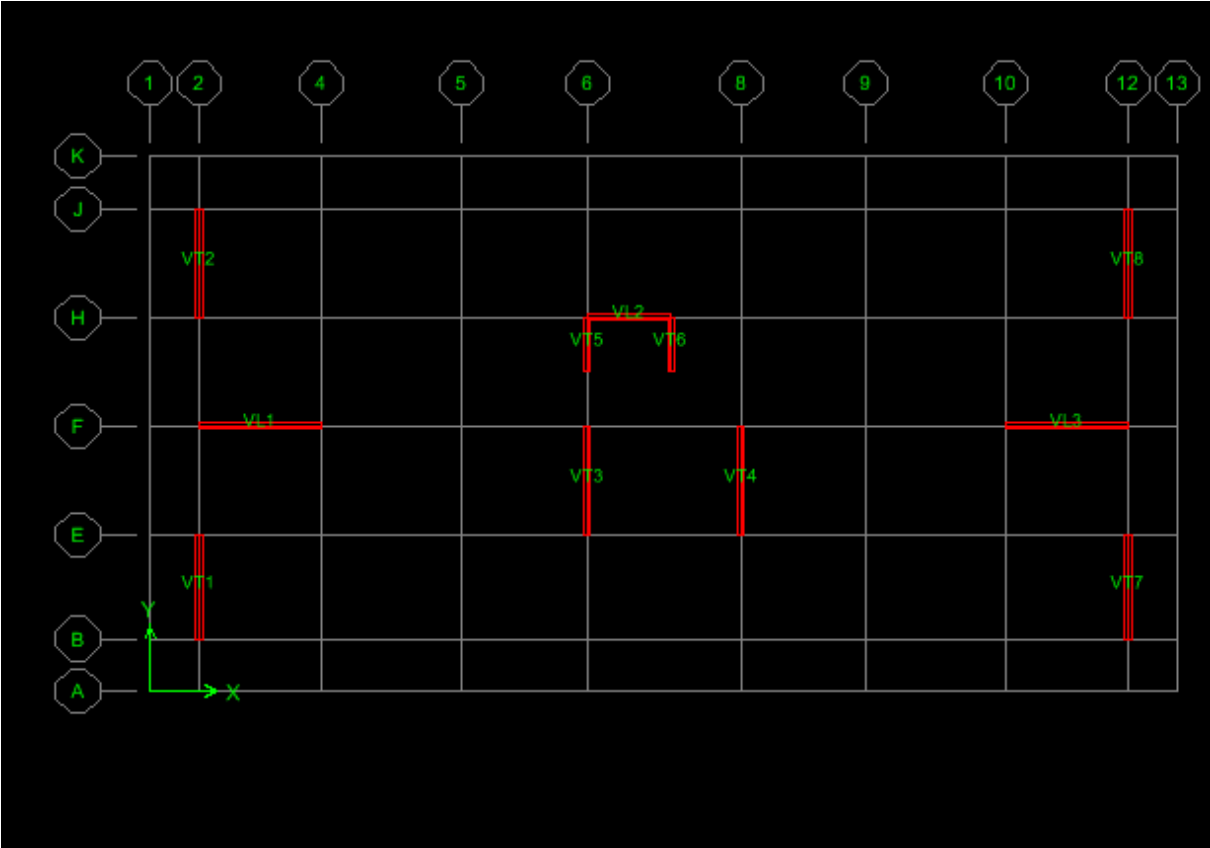


Fig VI-9: Disposition des voiles

	Voiles	L (m)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)	Ns (KN)
Zone I	Voiles transversales VT1,VT2,VT3 VT4,VT7,VT8	2,65	2897,44	-6724,29	-871,7
	Voiles longitudinales VL1,VL3	3,05	2650,49	-5736,54	-1275,01
Zone II	Voiles transversales VT1,VT2,VT3 VT4,VT7,VT8	2,70	1455,41	-3791,9	-578,53
	Voiles longitudinales VL1,VL3	3,10	1235,97	-3244,98	-847,02
Zone III	Voiles transversales VT1,VT2,VT3 VT4,VT7,VT8	2,75	1784,49	-3222,18	-220,92
	Voiles longitudinales VL1,VL3	3,15	1208,24	-2647,23	-335,03
Zone IV	Voiles transversales VT1,VT2,VT3 VT4,VT7,VT8	2,80	3374,94	-3733,59	-92,46
	Voiles longitudinales VL1,VL3	3,20	2666,16	-3065,35	-153,99

Conclusion :

Après l'extraction des efforts internes (efforts normaux, efforts tranchants, moments fléchissant) dans les éléments de la structure, on passera au ferrailage.

CHAPITRE VII

Ferraillage des poteaux

Introduction :

Après l’analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d’armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d’éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VII-1) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés à l’état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiées à l’ELS en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l’effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Remarque :

Notre ferrailage des poteaux est divisé aux zones suivantes :

- Zone 01 : RDC → 2^{eme} étage
- Zone 02 : 3^{eme} étage → 5^{eme} étage
- Zone 03 : 6^{eme} étage → 8^{eme} étage
- Zone 04 : 9^{eme} étage

1-Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

a) Armatures longitudinales (art 7.4.2.1)

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 $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

Poteaux (45 × 45) : $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 × 40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 × 35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

Poteaux (30 × 30) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$

Poteaux (45 × 45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 × 40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 × 35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30 × 30) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$

Poteaux (45 × 45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 × 40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 × 35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30 × 30) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Le diamètre minimal est supérieur ou égale à 12[mm]

La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales. (Zones critique).

b) Armatures transversales (art 7.4.2.2)

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

1) Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité d'armatures transversales minimales en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \% .S_t .b$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \% .S_t .b$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

3) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

2- Calcul du ferrailage :

Pour la Détermination des armatures longitudinales trois cas peuvent représenter :

- 1- Section partiellement comprimée (SPC).
- 2- Section entièrement comprimée (SEC).
- 3- Section entièrement tendue (SET).

• **Calcul des armatures à l'ELU :**

La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifient la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

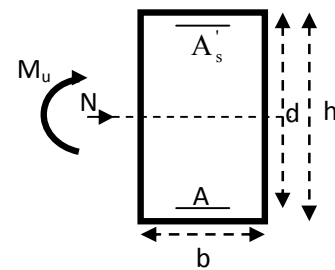
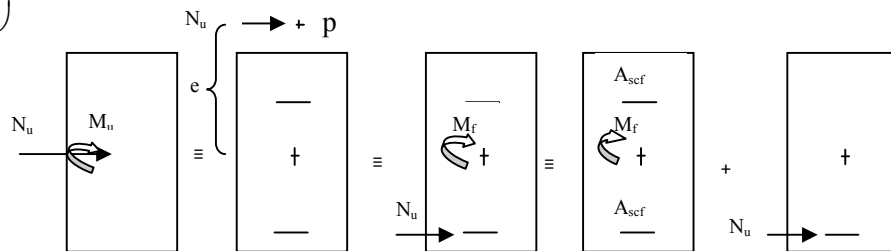
➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

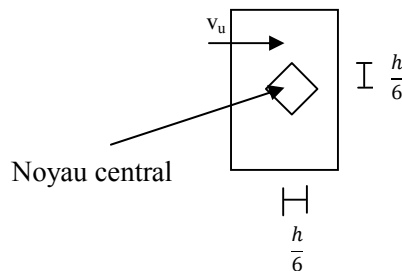
$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :



$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Et $p \notin$ noyau central \Rightarrow SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (**SSA**).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

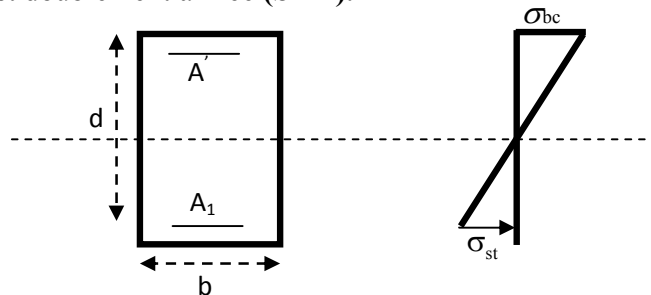
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (**SDA**).

On calcule:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

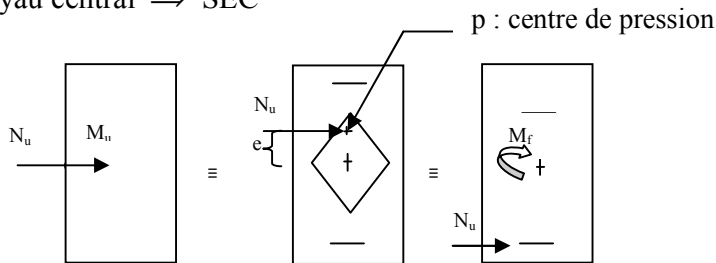
➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in$ noyau central \Rightarrow SEC



Deux situations peuvent se présenter :

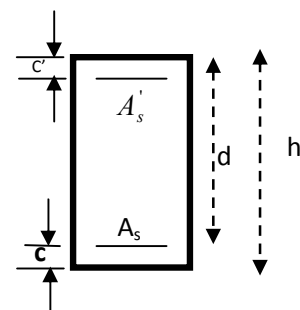
1^{er} situation :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$



$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

2^{ème} situation :

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

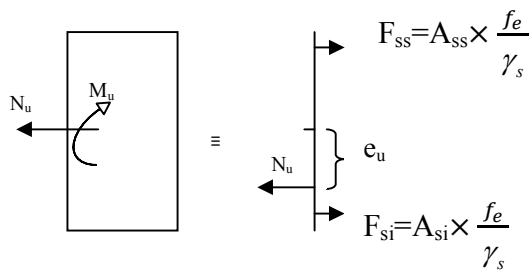
$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



$$A_{si} = N_U \times \left(\frac{\left(\frac{h}{2} - c + e_u\right)}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)} \right)$$

$$A_{ss} = \left(N_U \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) - A_{si}$$

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

Leur diamètre doit être tel que :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Adopter des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_t^{\min} , 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1.2 , 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

► Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

► Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} , i = \sqrt{\frac{I}{B}} , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.14}{0.45} = 4.75$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 8 = 1.08 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

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

- **Application numérique**

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux ainsi que les vérifications à L' ELS sont représentés dans les tableaux suivant

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	obs.	A _{st} (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix Des barres
9	N _{max} =18,23	M _{cor} =0,766	30×30	SEC	0.00	0.00	7.20	10.67	4HA14+4HA12
	N _{min} =-167,36	M _{cor} =-27,783		SPC	0.00	5.64			
	N _{cor} =-156,51	M _{max} =29,93		SPC	5.71	0.00			
8,7,6	N _{max} =29,33	M _{cor} =1,633	35×35	SEC	0.00	0.00	9.80	20.6	4HA20+4HA16
	N _{min} =-630,2	M _{cor} =-26,568		SET	6.43	11.69			
	N _{cor} =-295,85	M _{max} =33,754		SET	6.61	0.79			
5,4,3	N _{max} =135,3	M _{cor} =0,72	40×40	SEC	0.00	0.00	12.80	20.6	4HA20+4HA16
	N _{min} =-701,08	M _{cor} =-27,4		SET	7.76	12.39			
	N _{cor} =-485,26	M _{max} =37,848		SET	8.85	3.28			
2,1,RDC	N _{max} =538,12	M _{cor} =4,02	45×45	SEC	0.00	0.00	16.20	25.12	8HA20
	N _{min} =-817,98	M _{cor} =-7,861		SET	11.18	12.34			
	N _{cor} =-786,43	M _{max} =36,895		SET	12.2	7.47			

Tableau VII-1 : Calcul des armatures dans le sens transversal

Niveau	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	obs	A _{st} (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix Des barres
9	N _{max} =18,23	M _{cor} =-1,754	30 × 30	SEC	0.00	0.00	7.20	10.67	4HA14+4HA12
	N _{min} =-167,36	M _{cor} =-3,014		SET	2.04	2.77			
	N _{cor} =-87,94	M _{max} =30,818		SPC	4.12	0.00			
8,7,6	N _{max} =29,33	M _{cor} =0,887	35 × 35	SEC	0.00	0.00	9.80	20.6	4HA20+4HA16
	N _{min} =-630,2	M _{cor} =-2,683		SET	8.79	9.33			
	N _{cor} =-164,67	M _{max} =44,843		SPC	5.78	0.00			
5,4,3	N _{max} =135,3	M _{cor} =0,732	40 × 40	SEC	0.00	0.00	12.80	20.6	4HA20+4HA16
	N _{min} =-701,08	M _{cor} =-2,619		SET	9.86	10.3			
	N _{cor} =-397,61	M _{max} =53,836		SET	8.93	1.01			
2,1,RD C	N _{max} =538,12	M _{cor} =-1,216	45 × 45	SEC	0.00	0.00	16.20	25.12	8HA20
	N _{min} =-817,98	M _{cor} =-1,133		SET	11.67	11.84			
	N _{cor} =-644,99	M _{max} =46,962		SET	11.07	5.05			

Tableau VII-2 : Calcul des armatures dans le sens longitudinal

VII-3) Vérification à l'ELS

❖ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour le cas des poteaux, on doit vérifier l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL 91 A.4.5.2})$$

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{3} \right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3} \right)$$

Avec : $\alpha = \arccos \left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KNm)	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs	σ_{ssup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs
9	N _{max}	-9.72	-0.12	SEC	0.11	0.07	15	C.V	1.61	1.14	348	C.V
	N _{min}	-121.11	-19.833	SPC	5.25	0	15	C.V	63.2	-60.9	348	C.V
	M _{max}	-113.11	21.383	SPC	5.61	0	15	C.V	66.3	-76.9	348	C.V
6,7,8	N _{max}	-43.01	-0.156	SEC	0.33	0.29	15	C.V	4.87	4.44	348	C.V
	N _{min}	-455.57	-18.972	SEC	5.38	1.2	15	C.V	75.3	23.3	348	C.V
	M _{max}	-223.37	23.91	SPC	4.48	0	15	C.V	59.4	-16.9	348	C.V
5,4,3	N _{max}	-148.47	-0.224	SEC	0.84	0.80	15	C.V	12.5	12.1	348	C.V
	N _{min}	-802.55	-19.574	SEC	5.85	3	15	C.V	84.5	48.2	348	C.V
	M _{max}	-547.87	24.999	SEC	4.84	1.2	15	C.V	68.5	22.1	348	C.V
RDC, 1,2	N _{max}	-280.83	0.388	SEC	1.24	1.2	15	C.V	18.5	18	348	C.V
	N _{min}	-1175.4	-8.478	SEC	5.52	4.67	15	C.V	82	70.9	348	C.V
	M _{max}	-1013.1	24.741	SEC	5.64	3.15	15	C.V	82	49.8	348	C.V

VII-3- Vérification des contraintes pour les poteaux dans le sens transversal (à l'ELS) :

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KNm)	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs	σ_{ssup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
9	N _{max}	-9.72	7.9	SPC	1.92	0	15	C.V	19.8	-53	348	C.V
	N _{min}	-121.11	-2.172	SEC	1.5	0.78	15	C.V	21.5	12.8	348	C.V
	M _{max}	-91.67	14.411	SPC	3.82	0	15	C.V	46.3	-42	348	C.V
6,7,8	N _{max}	-43.01	7.643	SPC	1.39	0	15	C.V	17.3	-17,1	348	C.V
	N _{min}	-455.57	-1.928	SEC	3.5	3.08	15	C.V	52	46.7	348	C.V
	M _{max}	-175.45	19.695	SPC	3.67	0	15	C.V	48.3	-16.4	348	C.V
5,4,3	N _{max}	-148.47	3.49	SEC	1.07	0.57	15	C.V	15.5	9.05	348	C.V
	N _{min}	-802.55	-1.883	SEC	4.56	4.29	15	C.V	68.2	64.7	348	C.V
	M _{max}	-432.72	18.673	SEC	3.75	1.03	15	C.V	53.1	18.5	348	C.V
RDC, 1,2	N _{max}	-280.83	7.149	SEC	1.58	0.86	15	C.V	22.9	13.6	348	C.V
	N _{min}	-1175.4	-0.816	SEC	5.14	5.06	15	C.V	77	75.9	348	C.V
	M _{max}	-706.5	12.865	SEC	3.71	2.42	15	C.V	54.4	37.6	348	C.V

VII-4-Vérification des contraintes pour les poteaux dans le sens longitudinal (à l'ELS) :

VII-4) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_c}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

$f_c = 235$ Mpa : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale (en RL)

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte de du mode fragile de la rupture par effort Tranchant.

Tel que :

$\rho_1 = 2,5$ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3,75$ dans le cas contraire.

L'élanement (λ) est donné par la relation : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Tel que :

$$I_f = 0,7 \cdot I_0$$

I_0 : Longueur libre du poteau

$$\text{L'élancement d'un poteau de } 30 \times 30 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 306 = 24,73$$

$$\text{L'élancement d'un poteau de } 35 \times 35 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,20$$

$$\text{L'élancement d'un poteau de } 40 \times 40 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55$$

$$\text{L'élancement d'un poteau de } 45 \times 45 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 306 = 16,50$$

On remarque que $\lambda > 5$ donc : $\rho_1 = 2,5$

Espacement des armatures

t : espacement entre les armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule

Ci-dessous ; par ailleurs la valeur maximale est fixée comme suit :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min (10 \times 1,2, 15\text{cm}) = 1,2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Avec :

$\Phi_1 = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone courante

Diamètre des aciers :

$$\phi \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales seront encadrées avec deux cadres de $\phi = 8 \text{ mm}$

Soit : $4\Phi 8 = 2,10 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement :

Pour le $\phi 20 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Vérification de la quantité minimale d'armatures transversales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{Avec : } l_f = 0,7h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 4,0 = 2,8 \text{ m}$$

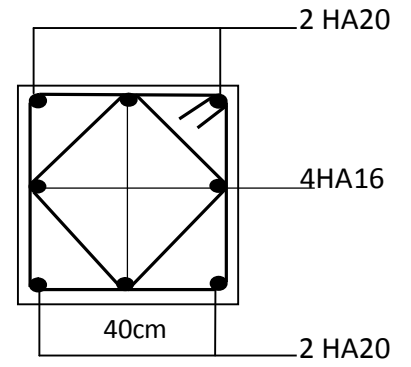
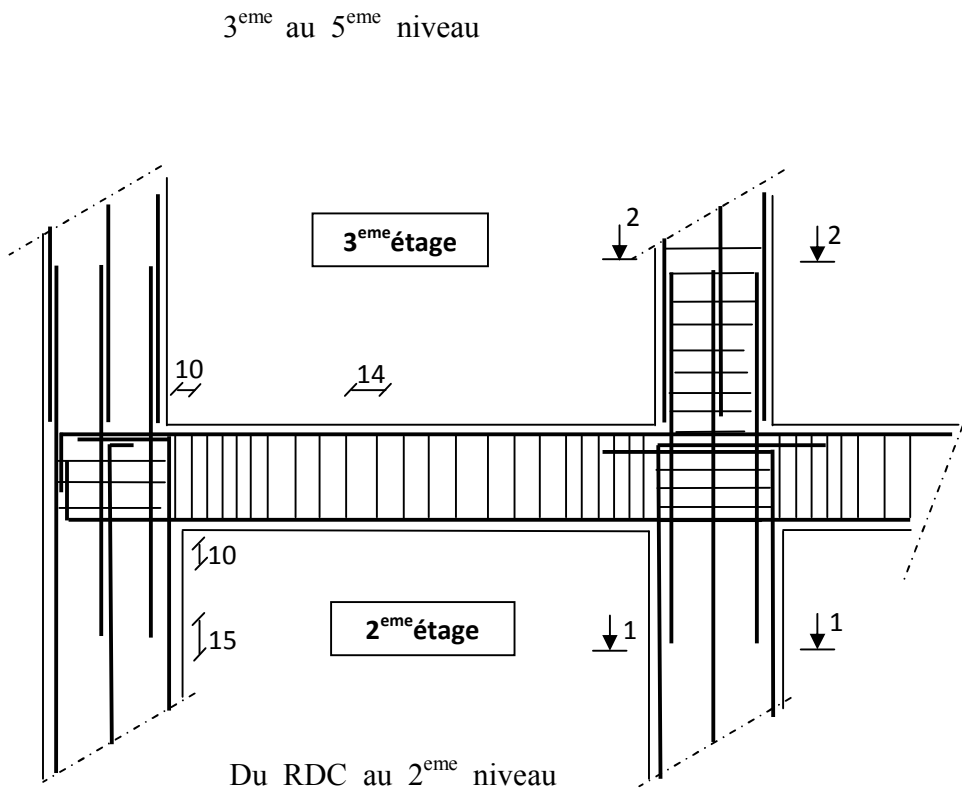
$$\lambda_g = \frac{2,8}{0,45} = 6,22 > 5$$

$$A_{\min} = 0,003(b)S_t$$

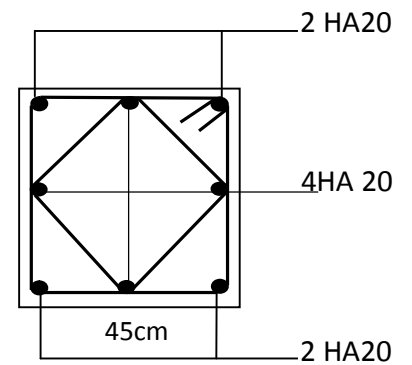
$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0,003 \times 45 \times 8 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



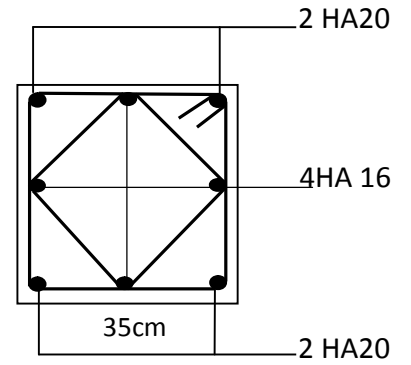
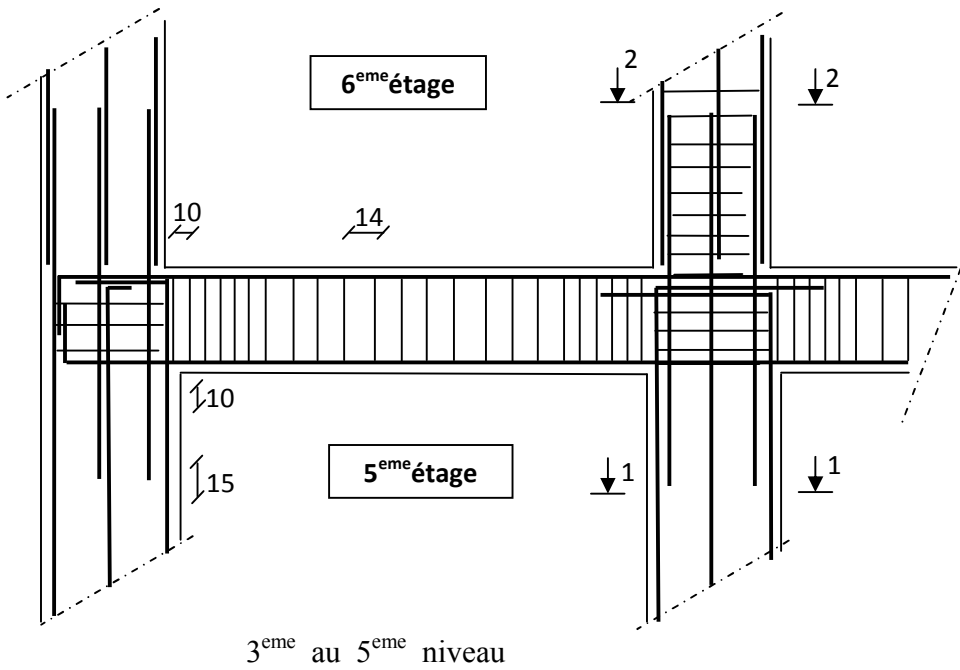
Coupe 2-2



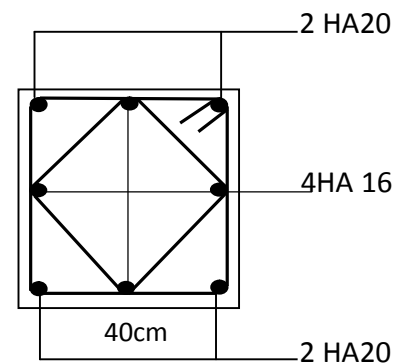
Coupe 1-1

Ferrailage des poteaux

6^{eme} au 8^{eme} niveau

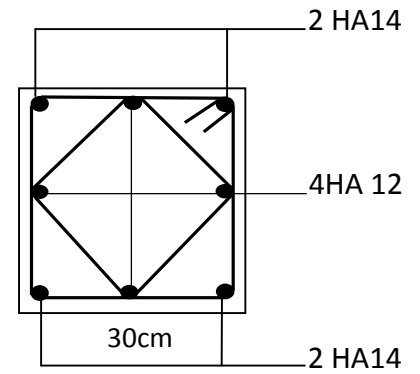
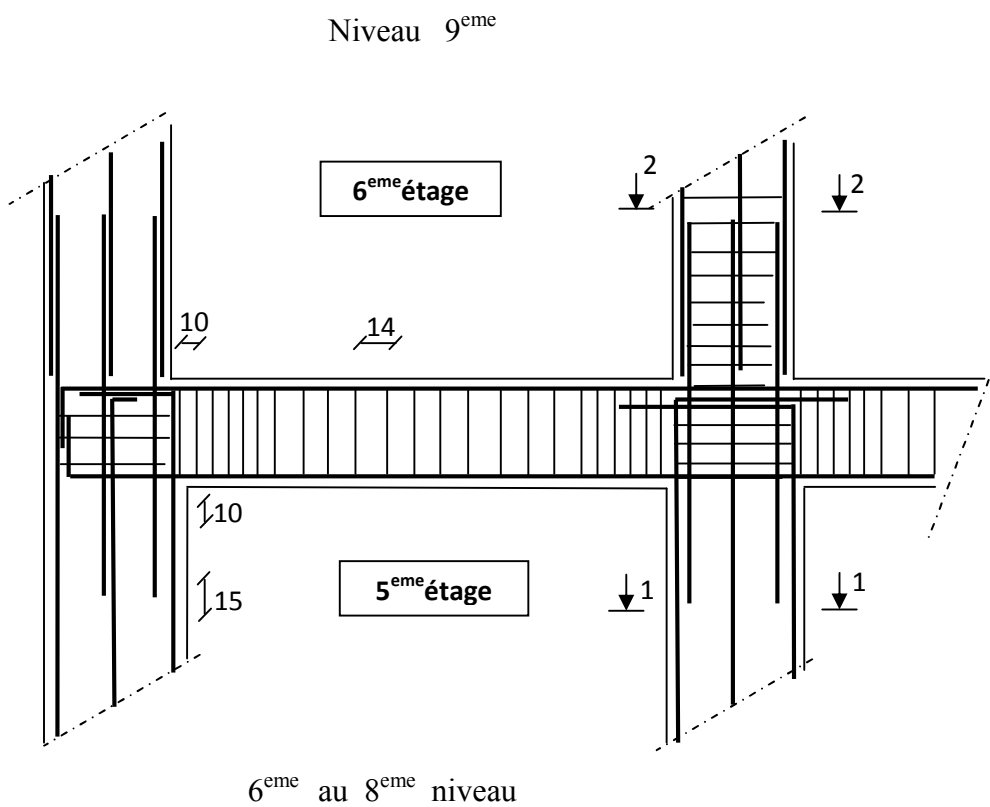


Coupe 2-2

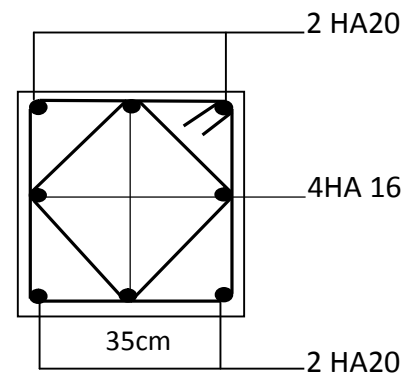


Coupe 1-1

Ferrailage des poteaux



Coupe 2-2



Coupe 1-1

Ferraillage des poteaux

CHAPITRE VIII

Ferraillage des poutres

VII .1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

1.35G + 1.5Q : à L'ELU.

G + Q : à L'ELS.

G + Q +E : RPA99 révisé 2003.

0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VII -2 - Recommandations du RPA99 :**VII -2 -1-Armatures longitudinales :(Art 7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$.
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$.

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

a) Poutres principales :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone courante}).$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

b) Poutres secondaires :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35\text{cm}^2. \quad (\text{en zone courante}).$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5\text{cm}^2. \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VII -2 -2- Armatures transversales :(Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII -3 - Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_{st} : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 MPa \text{ (situation courante)}$$

$$\gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 21.74 MPa \text{ (Situation accidentel le)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 MPa \text{ (situation courante)}$$

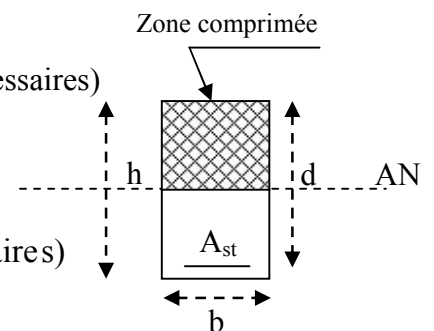
$$\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400 MPa \text{ (situation accidentel)}$$

$$\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SDA (les armatures comprimées sont nécessaires)}$$

On calcul:
$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

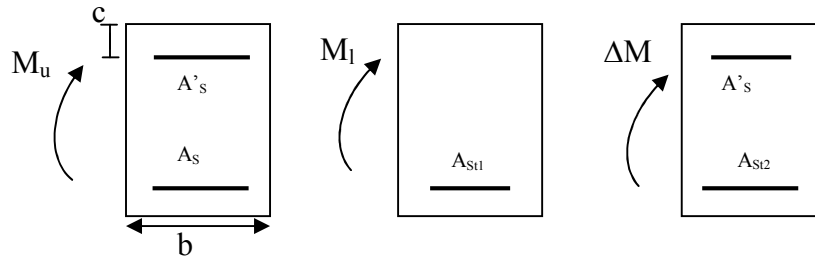
M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

- Armatures comprimées :

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4M_u$ (Art B.6.6 BAEL91).

VII -4 –Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fera en Quatre zones :

- ✓ **Zone I : RDC 1^{er} étage et 2^{ème} étage**
- ✓ **Zone II : 3^{ème} jusqu’au 5^{ème} étage.**
- ✓ **Zone III : 6^{ème} étage jusqu’au 8^{ème} étage.**
- ✓ **Zone III : 9^{ème} étage**

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux de la page Suivante.

➤ **Ferraillage des Poutre Principales: (sans voiles)**

h=40cm,b=30cm,d=37cm

Armatures en travées									
Plancher	Comb	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp (cm ²)	ferraillage
terrasse	ELU	30,332	0,052	SSA	0,973	2,42	6,00	6,88	3HA14+2HA12
8 7 6	08G±E	45,241	0,050	SSA	0,974	3,14	6,00	6,88	3HA14+2HA12
5 4 3	08G±E	61,694	0,070	SSA	0,964	4,32	6,00	6,88	3HA14+2HA12
2 1 RDC	08G±E	60,762	0,068	SSA	0,965	4,25	6,00	6,88	3HA14+2HA12

Armatures aux appuis									
Plancher	Comb	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp (cm ²)	ferraillage
terrasse	G+Q±E	79,113	0,088	SSA	0,954	5,60	6,00	6,88	3HA14+2HA12
8 7 6	G+Q±E	98,76	0,110	SSA	0,942	7,08	6,00	8,01	3HA14+3HA12
5 4 3	G+Q±E	104,907	0,118	SSA	0,937	7,56	6,00	8,01	3HA14+3HA12
2 1 RDC	G+Q±E	89,98	0,100	SSA	0,947	6,42	6,00	8,01	3HA14+3HA12

➤ Ferraillage des Poutre Principales: (avec voiles)

Armatures en travées									
Plancher	Comb	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp (cm ²)	Ferrailage
terrasse	ELU	13,919	0,024	SSA	0,988	1,09	6,00	6,88	3HA14+2HA12
8 7 6	ELU	13,881	0,024	SSA	0,988	1,09	6,00	6,88	3HA14+2HA12
5 4 3	ELU	13,908	0,024	SSA	0,988	1,09	6,00	6,88	3HA14+2HA12
2 1 RDC	ELU	13,946	0,024	SSA	0,988	1,09	6,00	6,88	3HA14+2HA12

Armatures aux appuis									
Plancher	Comb	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp (cm ²)	ferrailage
terrasse	ELU	22,94	0,040	SSA	0,980	1,82	6,00	6,88	3HA14+2HA12
8 7 6	ELU	21,13	0,036	SSA	0,982	1,67	6,00	6,88	3HA14+2HA12
5 4 3	ELU	19,972	0,034	SSA	0,983	1,58	6,00	6,88	3HA14+2HA12
2 1 RDC	ELU	18,836	0,032	SSA	0,984	1,48	6,00	6,88	3HA14+2HA12

➤ **Ferrailage des Poutre Secondaire: (sans voiles)**

$h=35\text{cm}, b=25\text{cm}, d=32\text{cm}$

Armatures en travées									
Plancher	Comb	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp (cm ²)	ferraillage
terrasse	08G±E	64,122	0,112	SSA	0,940	5,33	4,375	6,88	3HA14+2HA12
8 7 6	08G±E	86,056	0,154	SSA	0,916	7,34	4,375	8,01	3HA14+3HA12
5 4 3	08G±E	90,795	0,164	SSA	0,910	7,79	4,375	8,01	3HA14+3HA12
2 1 RDC	08G±E	77,305	0,138	SSA	0,925	6,53	4,375	8,01	3HA14+3HA12

Armatures aux appuis									
Plancher	Comb	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp (cm ²)	ferraillage
terrasse	G+Q±E	69,13	0,124	SSA	0,934	5,78	4,375	6,88	3HA14+2HA12
8 7 6	G+Q±E	89,72	0,160	SSA	0,912	7,68	4,375	8,01	3HA14+3HA12
5 4 3	G+Q±E	92,684	0,168	SSA	0,907	7,98	4,375	8,01	3HA16+2HA14
2 1 RDC	G+Q±E	79,008	0,142	SSA	0,923	6,68	4,375	8,01	3HA14+3HA12

➤ **Ferraillage des Poutre Secondaire: (avec voiles)**

Armatures en travées									
Plancher	Comb	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp (cm ²)	ferrailage
terrasse	ELU	1,092	0,004	SSA	0,998	0,098	4,375	5.65	5HA12
8 7 6	ELU	1,156	0,004	SSA	0,998	0,10	4,375	5.65	5HA12
5 4 3	ELU	1,163	0,004	SSA	0,998	0,10	4,375	5.65	5HA12
2 1 RDC	ELU	1,177	0,004	SSA	0,998	0,10	4,375	5.65	5HA12

Armatures aux appuis									
Plancher	Comb	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp (cm ²)	ferrailage
terrasse	ELU	1,976	0,006	SSA	0,997	0,17	4,375	5,65	5HA12
8 7 6	ELU	1,713	0,004	SSA	0,998	0,15	4,375	5,65	5HA12
5 4 3	ELU	1,592	0,004	SSA	0,998	0,14	4,375	5,65	5HA12
2 1 RDC	ELU	1,464	0,004	SSA	0,998	0,13	4,375	5,65	5HA12

VII-5- Vérifications à L'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

Poutres principales de (30×40) cm²: $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 < 6.88\text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

Poutres secondaires de (25×35) cm²: $A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 < 4.96\text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

➤ **Justification de l'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales $\tau_u = \frac{71.29 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.64 \text{MPa.}$

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{54.19 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.32} = 0.67 \text{MPa.}$

➤ **Vérification de la tangente du béton : (5.1.211 /BAEL91)**

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25 / 1.5; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 0.64 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0.67 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.321)**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Poutres principales: $71.29 - \frac{61.059}{0.9 \times 0.37} = -112.07 < 0$

Poutres secondaires : $54.19 - \frac{58.432}{0.9 \times 0.32} = -148.69 < 0$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

- Poutres principales : $T_u = 71.29 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{KN}$

- Poutres secondaires : $T_u = 54.19 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{KN}$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :**

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1.3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{71.29 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 207.2} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{54.19 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 232.4} = 0.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les HA10 : } l_s = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = 49,39 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = 56,43 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : « 0,4 l_s » pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \Phi 10 : l_a = 14,11 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_a = 16,92 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_a = 19,75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_a = 22,57 \text{ cm.}$$

Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_i, \frac{b}{10} \right) \quad \text{où } \Phi_i \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.}$$

$$\text{Poutres principales : } \Phi \leq \min (11.42, 10, 30) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \Phi \leq \min (10, 10, 25) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \Phi = 10 \text{ mm on choisira un cadre + un étrier } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements :

- **Zone nodale (appuis) :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30cm\right)$

Poutres principales (30×40) : $S_t \leq \min(10, 12, 30cm) = 10mm$ soit $S_t = 10mm$

Poutres secondaires (25×35) : $S_t \leq \min(8.75, 12, 30cm) = 8mm$ soit $S_t = 8mm$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales de (30×40) : $S_t' \leq 20cm$ Soit $S_t = 15cm$

Poutres secondaires de (25×35) : $S_t' \leq 17.5cm$ Soit $S_t = 15cm$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max\left\{\frac{266}{6}, 30, 40, 60cm\right\} = 60cm$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires

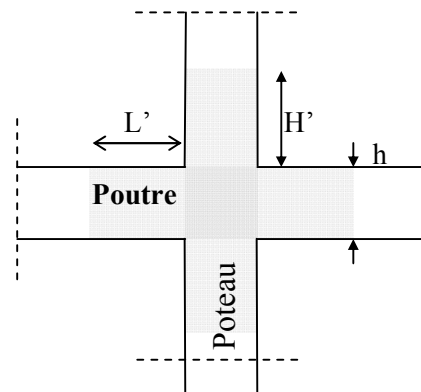


Fig.9.2 : délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

➤ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72cm^2$$

$A_t > A_t^{\min}$ Condition vérifiée

VII-6- Vérifications à L'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

la contrainte dans l'acier est : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$ (A_s : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification à l'ELS en travée de PP (sans voiles)									
Plancher	M _s (KN m)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
terrasse	22,07	6,88	0,619	0,884	28,10	98,08	3,49	15	CV
8 7 6	18,429	6,88	0,619	0,884	28,10	81,89	2,91	15	CV
5 4 3	16,482	6,88	0,619	0,884	28,10	73,24	2,60	15	CV
2 1 RDC	15,003	6,88	0,619	0,884	28,10	66,67	2,37	15	CV

Vérification à l'ELS aux appuis de PP (sans voiles)									
Plancher	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
terrasse	44,389	6,88	0,619	0,844	28,10	206,61	7,35	15	CV
8 7 6	41,637	8,01	0,721	0,877	25,65	160,19	6,25	15	CV
5 4 3	35,319	8,01	0,721	0,877	25,65	135,89	5,30	15	CV
2 1 RDC	27,091	8,01	0,721	0,877	25,65	104,23	4,06	15	CV

Vérification à l'ELS en travée de PP (avec voiles)									
Plancher	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
terrasse	10,146	6,88	0,619	0,884	28,10	45,09	1,60	15	CV
8 7 6	10,032	6,88	0,619	0,884	28,10	44,58	1,59	15	CV
5 4 3	10,051	6,88	0,619	0,884	28,10	44,66	1,59	15	CV
2 1 RDC	10,079	6,88	0,619	0,884	28,10	44,79	1,59	15	CV

Vérification à l'ELS aux appuis de PP (avec voiles)									
Plancher	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
terrasse	16,72	6,88	0,619	0,884	28,10	74,30	2,64	15	CV
8 7 6	15,271	6,88	0,619	0,884	28,10	67,86	2,41	15	CV
5 4 3	14,435	6,88	0,619	0,884	28,10	64,15	2,28	15	CV
2 1 RDC	13,614	6,88	0,619	0,884	28,10	60,49	2,15	15	CV

Vérification à l'ELS en travée de PS (sans voiles)									
Plancher	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
terrasse	11,112	6,88	0,86	0,868	22,88	58,15	2,54	15	CV
8 7 6	12,837	8,01	1,00	0,860	20,71	58,23	2,81	15	CV
5 4 3	10,158	8,01	1,00	0,860	20,71	46,08	2,22	15	CV
2 1 RDC	4,754	8,01	1,00	0,860	20,71	21,57	1,04	15	CV

Vérification à l'ELS aux appuis de PS (sans voiles)									
Plancher	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
terrasse	41,819	6,88	0,86	0,868	22,88	218,83	9,56	15	CV
8 7 6	40,85	8,01	1,00	0,860	20,71	185,32	8,95	15	CV
5 4 3	39,885	8,64	1,08	0,856	19,72	168,53	8,55	15	CV
2 1 RDC	38,924	8,01	1,00	0,860	20,71	176,58	8,53	15	CV

Vérification à l'ELS en travée de PS (avec voiles)									
Plancher	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
terrasse	0,811	5,65	0,71	0,877	25,65	5,11	0,19	15	CV
8 7 6	0,857	5,65	0,71	0,877	25,65	5,40	0,21	15	CV
5 4 3	0,862	5,65	0,71	0,877	25,65	5,44	0,21	15	CV
2 1 RDC	0,872	5,65	0,71	0,877	25,65	5,50	0,21	15	CV

Vérification à l'ELS aux appuis de PS (avec voiles)									
Plancher	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
terrasse	1,46	5,65	0,71	0,877	25,65	9,20	0,36	15	CV
8 7 6	1,267	5,65	0,71	0,877	25,65	7,99	0,31	15	CV
5 4 3	1,178	5,65	0,71	0,877	25,65	7,43	0,29	15	CV
2 1 RDC	1,083	5,65	0,71	0,877	25,65	6,83	0,27	15	CV

VII-6- Etat limite de fissuration (la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

- **poutre principale :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{440} = 0.0909 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.0909 > \frac{22.07}{10 \times 51.30} = 0.043 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = (G+Q)L = (5.84+1) \times 3.10 = 21.20 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{21.20 \times 4.40^2}{8} = 51.30 \text{ KN.m}$$

Mt : moment max en travée

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.0072 \leq 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **poutre secondaire :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{310} = 0.112 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.112 > \frac{12.837}{10 \times 32.87} = 0.039 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = (G+Q)L = (5.84+1) \times 4.00 = 27.36 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{27.36 \times 3.10^2}{8} = 32.87 \text{ KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{8.01}{25 \times 32} = 0.0100 \leq 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

CHAPITRE IX

Ferraillage des voiles

CHAPITRE X

Etude de l'infrastructure

INTRODUCTION

Les voiles sont des éléments de contreventement en béton armé qui assurent la stabilité de la structure d'une part, sous l'effet des charges horizontales dues au séisme, et d'autre part sous l'effet des charges verticales (fonction porteuse).

Le calcul se fait en flexion composée sous l'effet des combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

Pour faire face aux différentes sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- armatures verticales
- armatures horizontales
- armatures transversales

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

- **Zone I** → R.D.C, 1er étage, 2^{ème} étage
- **Zone II** → 3^{ème}, 4^{ème} étage et 5^{ème} étage
- **Zone III** → 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage
- **Zone IV** → 9^{ème} étage

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des Sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues

Armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

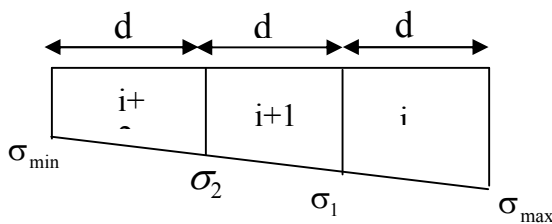


Figure VIII-1 : diagramme d'une section entièrement tendue

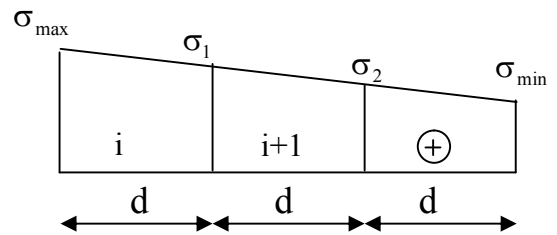


Figure VIII-2 : diagramme d'une section entièrement comprimée

Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348$ MPa

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

Pour une Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales :

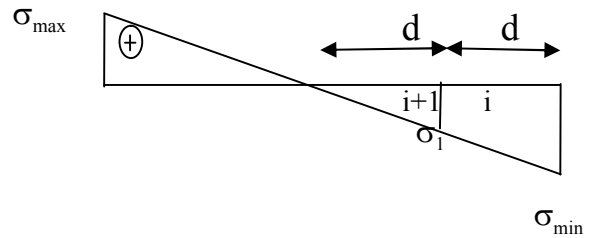
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

b) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

[BAEL 91] : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- [RPA 99/2003] :

$A_h \geq 0,15\% B$ Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0,10\% B$ En zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée 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.

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ légal urées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Dispositions constructives :

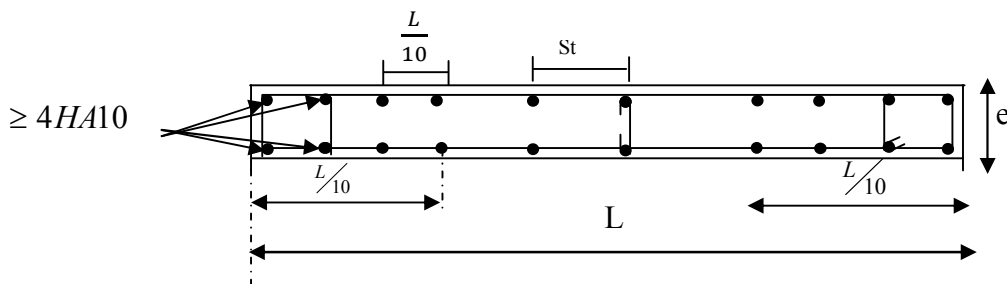
➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30cm\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20mm$$

Vérification :

1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

• **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_u$

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 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2.5MPa ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

• **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage du voile (VT1, VT2, VT3, VT4, VT7, VT8) dans la zone I:

Caractéristiques géométriques :

$$L = 2,65m, \quad e = 0,20 m,$$

$$B = e \times L = 0,2 \times 2,65 = 0,53 m^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2897,44KN/m^2 \\ \sigma_{\min} = -6724,29KN/m^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée(SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 0,80m$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2,65 - 0,80 = 1,85 m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

a) Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{3,06}{2}, \frac{2}{3}0,80\right) = 0,53\text{m}$$

Soit un tronçon $d_1 = 0,53\text{ m}$, $d_2 = 1,85 - 0,53 = 1,32\text{m}$

b) Détermination des armatures :

1^{ère} bande : d= 0,53 m

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)\sigma_{min}}{l_t} = \frac{(1,85 - 0,53)6724,29}{1,85} = 4797,87 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = 610,67 \text{ KN}$$

1. Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{610,67 \times 10}{348} = 17,54 \text{ cm}^2$$

2. Section minimale:

$$A_{min} = \max\left\{\frac{0,23d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005d \cdot e\right\}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{0,23 \times 0,53 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 0,53 \times 0,2\right\} = 5,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max\{1,28, 5,3\} = 5,3 \text{ cm}^2$$

$A_{1min} < A_{v1}$ donc on doit ferrailer avec $A_{v1} = 17,54 \text{ cm}^2$

2^{ième} bande : d=1,5 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{4797,87 \times 1,32 \times 0,2}{2} = 633,32 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{633,32 \times 10}{348} = 18,2 \text{ cm}^2$$

1. Section minimale :

$$A_{min} = \max\left\{\frac{0,23d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005d \cdot e\right\}$$

$$A_{min} = \max\left\{\frac{0,23 \times 1,32 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 1,32 \times 0,2\right\} = 13,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \{3.19, 13.2\} = 5.3 \text{ cm}^2$$

$A_{2 \min} < A_{v2}$ donc on doit ferrailer avec $A_{v2} = 18,2 \text{ cm}^2$

2. Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1.4 \times 322.47 \times 10}{400} = 12.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 20.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 21.31 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 8HA20 = 25.13 cm² avec espacement de 12 cm

2^{ième} bande : 8HA20 = 25.13 cm² avec espacement de 2 cm

• **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v \text{ adopté}}{4}; 0,15\% B \right\}$

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = \frac{25,13}{4} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Soit **2×5HA12 = 11,3 cm²/ ml** avec : **St = 20 cm**

Au bien **10HA12 = 11,31 cm²/ml**

• **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8.

c) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 322,47}{0,2 \times 0,9 \times 2,65} \times 10^{-3} = 0,95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}.$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}, 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa} \quad (\text{la fissuration est préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{322,45}{0,2 \times 0,9 \times 2,65} \times 10^{-3} = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{871,7 \times 10}{20 \times 265 + 15 \times (25,13)} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

Ferraillage des voiles transversaux VT1, VT2, VT3, VT4, VT7, VT8:

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,65	2,70	2,75	2,80	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,53	0,54	0,55	0,56	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	2897,44	1455,41	1784,49	3374,94	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-6724,29	-3791,9	-3222,18	-3733,59	
	σ_1 (KN/ m ²)	4797,87	2819,62	2038,89	1473,12	
	V _u (KN)	322,47	266,45	203,85	107,16	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1,85	1,95	1,77	1,47	
	L _c (m)	0,80	0,75	0,98	1,33	
	d ₁ (m)	0,53	0,50	0,65	0,89	
	d ₂ (m)	1,32	1,45	1,12	0,58	
Ferrallages	N (KN)	N ₁	610,67	330,58	341,97	463,40
		N ₂	633,32	408,84	228,36	85,44
	A _v (cm ²)	A ₁	17,54	9,50	9,83	13,32
		A ₂	18,2	11,75	6,56	2,46
	A _{vi} (cm ²)	12,42	10,26	7,84	4,13	
	A _{v1 min} (cm ²)	1,28	1,21	1,57	2,15	
	A _{v2 min} (cm ²)	3,19	3,50	2,70	1,40	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vi} /4	20,65	12,07	11,79	14,35	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vi} /4	21,31	14,32	8,52	3,49	
	A ₁ adopté /bande(cm ²)	2×4HA20 =25,13	2×5HA14 =15,39	2×4HA14 =12,31	2×5HA14 =15,39	
	St (cm)	12	12	12	12	
	A ₂ adopté /bande (cm ²)	2×4HA20 =25,13	2×5HA14 =15,39	2×4HA14 =12,31	2×3HA12 =6,78	
	St (cm)	20	20	20	20	
	A _H (cm ²)	6,28	3,85	3,08	3,85	
	A _H adopté (cm ²)	2x5HA12 =11,3	2x4HA10 =6,28	2x4HA10 =6,28	2×4HA10 =6,28	
	St (cm)	20	20	20	20	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,68	0,55	0,41	0,21
		τ_b (MPa)	0,95	0,77	0,58	0,29
	ELS	N _s (KN)	871,7	578,53	220,92	92,46
		σ_b (MPa)	1,54	1,03	0,39	0,16

Ferraillage du voile longitudinal VL1, VL3 :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,05	3,10	3,15	3,20	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,61	0,62	0,63	0,64	
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	2650,49	1235,97	1208,24	2666,16	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-5736,54	-3244,98	-2647,23	-3065,35	
	σ_1 (KN/ m ²)	1838,86	922,86	846,32	1122,59	
	V _u (KN)	11,17	20,1	24,48	34,3	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2,09	2,25	2,17	1,71	
	L _c (m)	0,96	0,85	0,98	1,49	
	d ₁ (m)	0,64	0,57	0,65	0,99	
	d ₂ (m)	1,45	1,68	1,52	0,72	
	Ferrailages	N (KN)	N ₁	484,83	237,57	227,08
N ₂			266,63	155,04	128,64	80,83
A _v (cm ²)		A ₁	13,93	6,83	6,53	11,91
		A ₂	7,66	4,46	3,70	2,32
A _{vi} (cm ²)		0,43	0,77	0,94	1,32	
A _{v1} min(cm ²)		1,55	1,38	1,57	2,39	
A _{v2} min(cm ²)		3,50	4,05	3,67	1,74	
A ₁ = A _{v1} + A _{vi} /4		14,04	7,02	6,77	12,24	
A ₂ = A _{v2} + A _{vi} /4		7,77	4,65	3,93	2,65	
A ₁ adopté /bande(cm ²)		2×5HA14 =15,39	2×5HA10 =7,85	2×5HA10 =7,85	2×4HA14 =12,31	
St (cm)		12	12	12	12	
A ₂ adopté /bande (cm ²)		2×5HA10 =7,85	2×3HA12 =6,78	2×3HA10 =4,71	2×3HA10 =4,71	
St (cm)		20	20	20	20	
A _H (cm ²)		3,85	1,96	1,96	3,08	
A _H adopté (cm ²)		2×3HA12 =6,78	2×3HA10 =4,71	2×3HA10 =4,71	2×3HA12 =6,78	
St (cm)		20	20	20	20	
A _t (cm ²)		4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,020	0,036	0,043	0,059
		τ_b (MPa)	0,028	0,050	0,060	0,083
	ELS	N _s (KN)	1275,01	847,02	335,03	153,99
		σ_b (MPa)	2,01	1,34	0,52	0,23

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol

Ces efforts sont :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondations :

• **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

• **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

X.1. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2,5$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.

- Le tassement du sol.

X.3. Pré dimensionnement

A) -Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec :}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle.

A : longueur de la semelle.

N_s : effort normal à L'ELS.

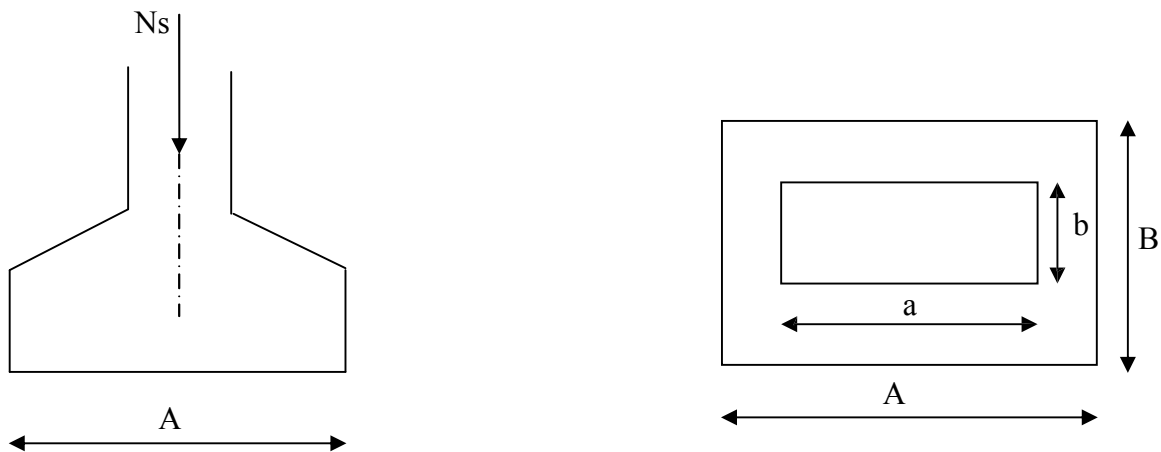


Fig. VIII.1 : Schéma statique de la fondation

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{B}{A} = k \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1297.83 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.25 \text{ Mpa} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1297.83}{250}} = 2.278 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.278 \text{ m}$$

Conclusion :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de Chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

B) -semelles filantes :

Semelles sous poteaux :

Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol .

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telcentre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges asur la semelle.

Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{(\sum N_i e_i \times \sum M_i)}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

✓ Si $e > L/6 \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

✓ Si $e \leq L/6 \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \\ \sigma_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \\ \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \end{array} \right.$$

- détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{(\frac{R}{4})}{\sigma_{SOL}}$

❖ Exemple de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (Portique 4) .

Poteaux	Ns	ei	Ns x ei	Mi
A	1138.79	-6.2	-7060.498	8.636
B	877.9	-3.10	-2721.49	0.032
C	834.26	0	0	0.078
D	881.12	3.10	2731.472	0.089
E	1162.8	6.2	7209.36	-1.034
	$\Sigma = 4894.87$		$\Sigma = 158.844$	$\Sigma = 7.801$

Tableau .VIII.1. Détermination de la résultante des charges.

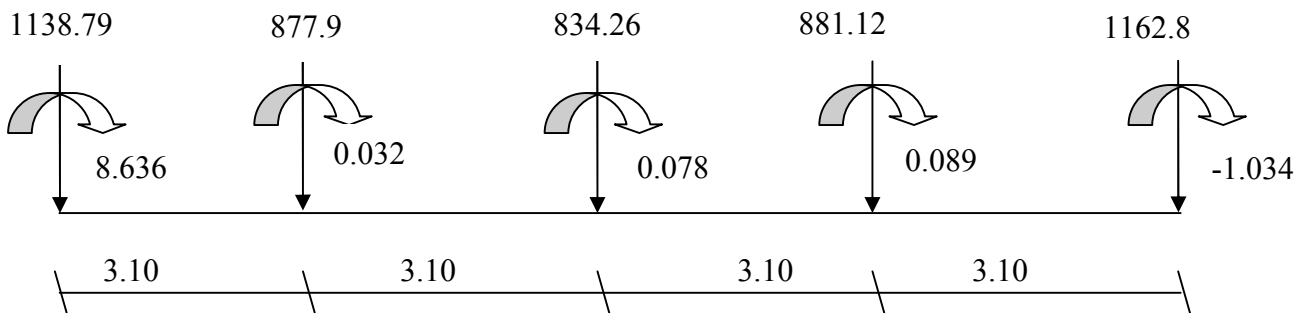


Fig. VIII.2. Répartition des efforts dans la semelle

1) Détermination de la résultante des charges R :

$$R = \sum N_s = 4894.87 \text{ KN}$$

2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{(\sum N_i e_i \times \sum M_i)}{R} = \frac{(158.844 \times 7.801)}{4894.87} = 0.253$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.253 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{3.10}{6} = 0.516\text{m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4894.87}{12.4} \left(1 + \frac{6 \times 0.253}{12.40} \right) = 443.072 \text{ KN/ m}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4894.87}{12.40} \left(1 - \frac{6 \times 0.253}{12.40}\right) = 346.422 \text{ KN/ m}$$

$$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4894.87}{12.40} \left(1 + \frac{3 \times 0.253}{12.40}\right) = 418.909 \text{ KN/ m}$$

4) Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{\sigma \left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{418.909}{0.25 \times 10^3} = 1.675 \text{ m}$$

Soit B = 1.70 m

On aura S = 12.40 X 1.70 = 21.08 m²

La surface totale des semelles sous poteaux: S_p = S × n

$$S_p = 21.08 \times 8 = 174.4 \text{ m}^2$$

Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = Q + G$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{Q+G}{B.L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{Q+G}{\sigma_{SOL}.L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile

G et Q : charge et surcharge à la base du voile

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{SOL} = 250\text{KN/m}^2 = 0.25 \text{ MPa}$)

➤ sens longitudinal

Voile	N_{ser}	L(m)	B(m)	S = B x L (m ²)
V_{U1}	1654.62	3.50	1.890	6.615
V_{U2}	825.51	3.50	0.943	3.300
				$\Sigma=9.915$

Tableau. VIII3. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

➤ sens transversal

Voile	N_{ser}	L(m)	B(m)	S = B x L (m ²)
V_{T1}	1140.43	3.10	1.471	4.560
V_{T2}	1181.86	3.10	1.524	4.724
V_{T3}	1344.39	3.10	1.734	5.375
V_{T4}	1376.64	3.10	1.776	5.505
V_{T7}	1144.04	3.10	1.476	4.575
$V_{T8_}$	1124.79	3.10	1.451	4.498
				$\Sigma=29.237$

Tableau. VIII3. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface totale des semelles filantes sous voiles:

$$\rightarrow S_v = 9.915 + 29.237 = 39.152 \text{ m}$$

✓ La surface totale des semelles filantes : $S_T = S_p + S_v = 174.4 + 39.152 = 213.552 \text{ m}^2$

✓ La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = (29.39 \times 15.60) = 458.484 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{213.552}{458.484} = 0.465 \text{ m}^2$$

46.50 % de la surface de l'assise.

➤ La surface des semelles représente **46.50 %** de la surface totale, ce qui est inadmissible.

Conclusion :

La surface totale des semelles représente 46,98% de la surface totale du bâtiment (< 50 % S_T), ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

b-2-Hauteur de la semelle :
$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

h_s : hauteur de la semelle.

b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

b = 0.45m pour les poteaux et 0.20m pour les voiles.

➤ **Semelles filantes sous voiles :**

$$h_s \geq \frac{170 - 20}{4} + 5 = 42.5 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h_s = 45 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : **$L = 12.40 \text{ m}$**

$$**B = 170cm**$$

$$**h_s = 45 \text{ cm}**$$

➤ **Semelles filantes sous poteaux :**

La hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{170 - 45}{4} + 5 = 36.25 \text{ cm}$$

On prend : **hs = 45cm**

• **Vérification des contraintes réelles :**

$$\sigma \left(\frac{3}{4}\right) = \frac{N_S}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7312.15}{12.40} \left(1 + \frac{3 \times 0.253}{12.40}\right) = 625.784 \text{ KN/ m}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{q_s^{\frac{3}{4}}}{B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{625.784^{\frac{3}{4}}}{1.70} = 73.60 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 73.60 < \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ kN / m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

c- Etude de la poutre de rigidité :

Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur : $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur : $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié : $L = 3,10 \text{ m}$

La hauteur : $\frac{310}{9} \leq h_p \leq \frac{310}{6} \Rightarrow 34,44 \leq h_p \leq 51,66$

On adopte une hauteur $h_p = 80 \text{ cm}$

La largeur : $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 18,33 \leq b_p \leq 36,66 \text{ cm}$ soit $b_p = 45 \text{ cm}$

$h = 80 \text{ cm}$
 $b = 45 \text{ cm}$
 $d = h - c = 77 \text{ cm}$

Ferraillage de la poutre (ELU) :

Poteau	$N_U(\text{KN})$	$M (\text{KN.m})$	$e (\text{m})$	$N_U \times e$
A	1575.08	12.083	-6.2	-9765.496
B	1208.21	0.049	-3.10	-3745.451
C	1147.51	0.11	0	0,00
D	1212.69	0.137	3.10	3759.339
E	1608.59	-1.434	6.2	9973 .258
SOMME	6752.08	10.945	0.00	221.65

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_u} = \frac{221.65 + (10.945)}{6752.08} = 0.034 \text{ m}$$

• **Calcul de la charge uniforme :**

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3 e_u}{L_T} \right) = \frac{6752.08}{12.40} \left(1 + \frac{3 \times (0.034)}{12.40} \right) = 549.00 \text{ kN / ml}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire

✓ **Domaine d'application :**

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

$$Q \leq \max \{2xG ; 5KN/ml\}$$

$$Q = 2KN/ml \leq \max \{2G ; 5KN/m\} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Avec G (poids de la structure

-Bâtiment à usage d'habitation et commercial donc fissuration non préjudiciable.

Condition vérifiée.

-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes

moments d'inertie des sections . **Condition est vérifiée.**

-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

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

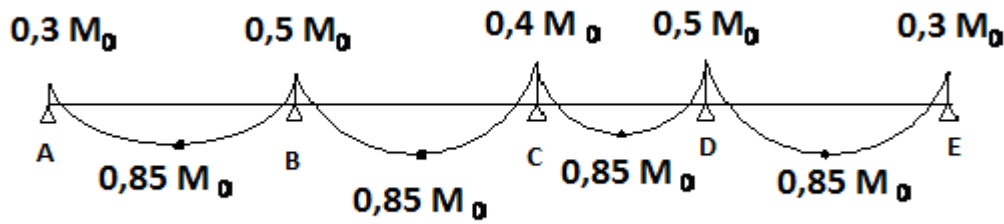
$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.10}{3.10} = 1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable.

• **Calcul des moments isostatiques :**

Les travée (1-2)(2-3)(3-4)(4-5)

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{549.00x(3.10)^2}{8} = 659.486kN.m$$



$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{fbc}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 35 \times 52 \times 2,1}{348} = 4.27cm^2$$

Calcul des armatures :

Aux appuis :

Appui	M_A (kN.m)	μ	B	A_u (cm ²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
2	197.84	0.058	0.970	7.61	4.27	Au > Amin	5HA16=10.05
3	329.74	0.245	0.856	14.37	4.27	Au > Amin	5HA16(filante) +5HA20(chapeau)=25,76
4	263.79	0.196	0.890	11.06	4.27	Au > Amin	4HA16(filante) +4HA20(chapeau)=25,76
5	329.74	0.245	0.856	14.37	4.27	Au > Amin	5HA16(filante) +5HA20(chapeau)=25,76
6	197.84	0.147	0.970	7.61	4.27	Au > Amin	5HA16(filante) +5HA20(chapeau)=25,76

Tableau X-3 : Ferraillage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée :

Travée	M_t (kN.m)	μ	B	A_u (cm ²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
2-3	560.56	0.166	0.909	23.01	4.27	Au > Amin	5HA16(filante) +5HA20(chapeau)=25,76
3-4	560.56	0.166	0.909	23.01	4.27	Au > Amin	5HA16(filante) +5HA20(chapeau)=25,76
4-5	560.56	0.166	0.909	23.01	4.27	Au > Amin	5HA16(filante) +5HA20(chapeau)=25,76
5-6	560.56	0.166	0.909	23.01	4.27	Au > Amin	5HA16(filante) +5HA20(chapeau)=25,76

Tableau X-4 : Ferraillage de la poutre de rigidité en travée

Vérification de la contrainte à l'ELS :

- **Dans le béton :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} \quad \text{Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de } k_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

- **Calcul de la charge uniforme :**

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T} \left(1 + \frac{3 es}{L_T} \right) = \frac{4894.87}{12.40} \left(1 + \frac{3 \times (0.034)}{12.40} \right) = 397.99 \text{ kN / ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées (2-3) (3-4) (4-5) (5-6)

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{397.99 \times (3.1)^2}{8} = 478.08 \text{ kN.m}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

Appui	M _s (kN.m)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
2	143.424	0.326	0.911	41.18	4.94	15	Vérifiée
3	239.04	0.576	0.887	29.25	6.74	15	Vérifiée
4	191.232	0.461	0.897	33.54	5.82	15	Vérifiée
5	239.04	0.576	0.887	29.25	6.74	15	Vérifiée
6	239.04	0.326	0.911	41.18	4.94	15	Vérifiée

Tableau X-5 : Vérifications des contraintes

En travée :

Travée	M _s (kN.m)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
2-3	391,42	0.836	0.870	23.46	9.67	15	Vérifiée
3-4	391,42	0.836	0.870	23.46	9.67	15	Vérifiée
4-5	391,42	0.836	0.870	23.46	9.67	15	Vérifiée
5-6	391,42	0.836	0.870	23.46	9.67	15	Vérifiée

Tableau X-6 : Vérifications des contraintes en travée.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{549.00 \times 3.10}{2} = 850.95 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{850.95 \times 10^3}{450 \times 770} = 2.45 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(2,28; 4,5; 1,4) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 14 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA10, soit **4 HA10= 3.14cm²**

Espacement des cadres :

Calcul de l'espacement entre cadre :

$$\frac{A_T}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{ij}}{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits : $\sin a + \cos a = 1$

$$f_{ij} = 2.1$$

$$K = 1$$

$$A_T = 4HA10 = 3.14$$

$$f_e = 235$$

$$S_t \leq \frac{A_T \times 0.8f_e}{b(\tau_u - 0.3Kf_{ij})}$$

$$S_t \leq \frac{3.10 \times 100 \times 0.8 \cdot 235}{450(2.45 - 0.3 \cdot 2.1)} = 71,15 \text{ cm}$$

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

❖ **le RPA 99 (corrigé en 2003)**, l'espacement entre les cadres doit être :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t; 30\right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20; 16.8; 30)$$

$$S_t \leq 16.8 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

On a : $A_t \geq 0,003 S_t$ $b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$

$A_t = 4 \phi 9 = 2,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

❖ Selon le **BAEL 91**

: $S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (1,68 - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0,8 \times 3,14 \times 40}{50 \times (1,68 - 0,3 \times 2,1 \times 0,1)} = 12,42 \text{ cm}$
 $S_t = 15 \text{ cm}$

X-2 Ferraillage de la semelle dans le sens B :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B - b)}{8 d \sigma_{st}}$$

$$N_{uf} = Bxq^{\frac{3}{4}} \times 100$$

A_B est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$B = 1,7 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 549,00 \times 1,7 \times 1 \text{ m} = 933.3 \text{ kN}$

$A_B = \frac{933.3(1.7 - 45)}{8 \times 77 \times 34.8} = 1.9 \text{ cm}^2$

Ce qui nous donne

On prend **4 HA 12 = 4.52 cm²/ml**

Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{4.25}{4} = 1,06 \text{ cm}^2$

On prend **4 HA 10 = 3,14 cm²**

X-3 Ferraillage de la semelle sous mur (V_{II}) :

Dimensionnement :

$N_s = 4894.87 \text{ kN} ; L = 12.40 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ MPa}$

La largeur de la semelle :

$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{4894.87}{250 \times 12.4} = 1,578 \text{ m}$

On prend : $B = 1.70 \text{ m}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{200-45}{4} + 5 = 43.75 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 1,70m

h = 45 cm, d=42cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{4894.87}{2 \times 12.4} = 197.373 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 197.373 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1m

$$N_u = 6752.08 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8 B} \Rightarrow M_u = \frac{6427.06 \times (1.4 - 0.5)^2}{8 \times 1.4} = 464.81 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0.9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0.9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{464.81 \times 10^3}{0.9 \times 770 \times 348} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On prend **7 HA12 = 7,8 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.80}{4} = 1.95 \text{ cm}^2$$

Soient **5 HA 10 = 4,52 cm²**

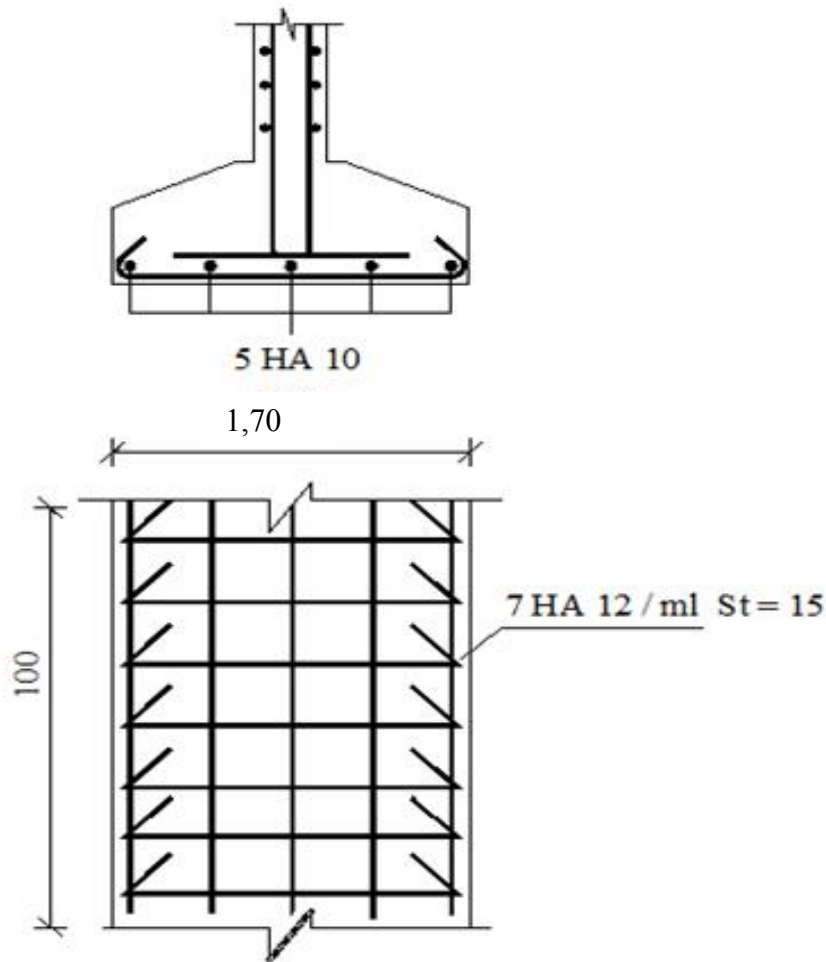


Fig X-3 : Ferrailage de la semelle sous voile

X-4 Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_2 et S_3

-(30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(25 X 30)**.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Armatures longitudinales :

$$N = 1608.59 \text{ kN}$$

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2 est 3)}$$

$$F = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1608,59}{15} = 107.239 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{107.239 \times 10}{348} = 3,081 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 12 = 4,52 cm²/ml**

Le ferraillage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 25 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \min}\right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(0.85; 2,5; 1,2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0,85 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

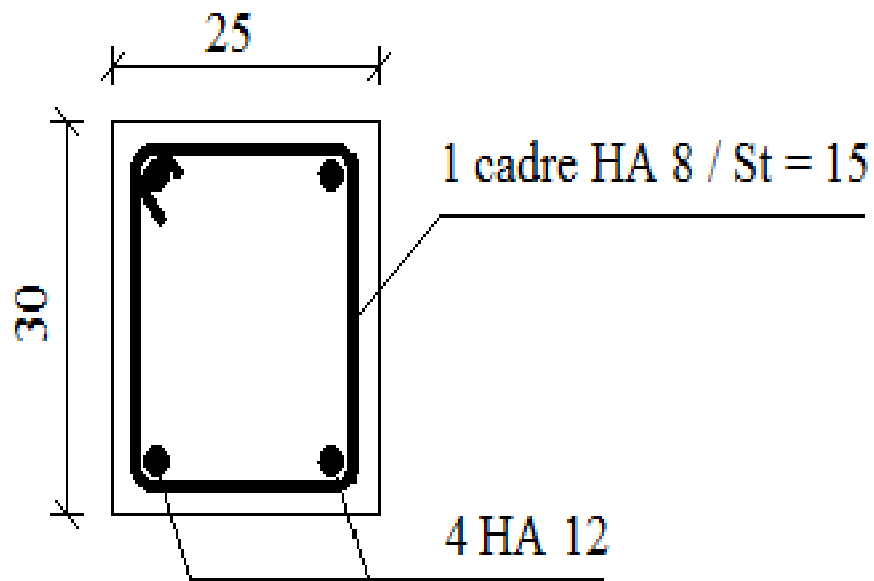
Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20; 21) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$



Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Remerciement

Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice M^{me} ALKAMA pour ses conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Bibliographie

Règlements :

- Règlement Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
Centre nationale de recherche appliquée en génie parasismique
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91)
Edition DUNOD (paris 1992)
- charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C.2.2.
Centre nationale de recherche appliquée en génie parasismique
- Béton Armé BAEL91 modifiée99 et DTU associée.
Jean-Pierre MOUNGIN

Ouvrage :

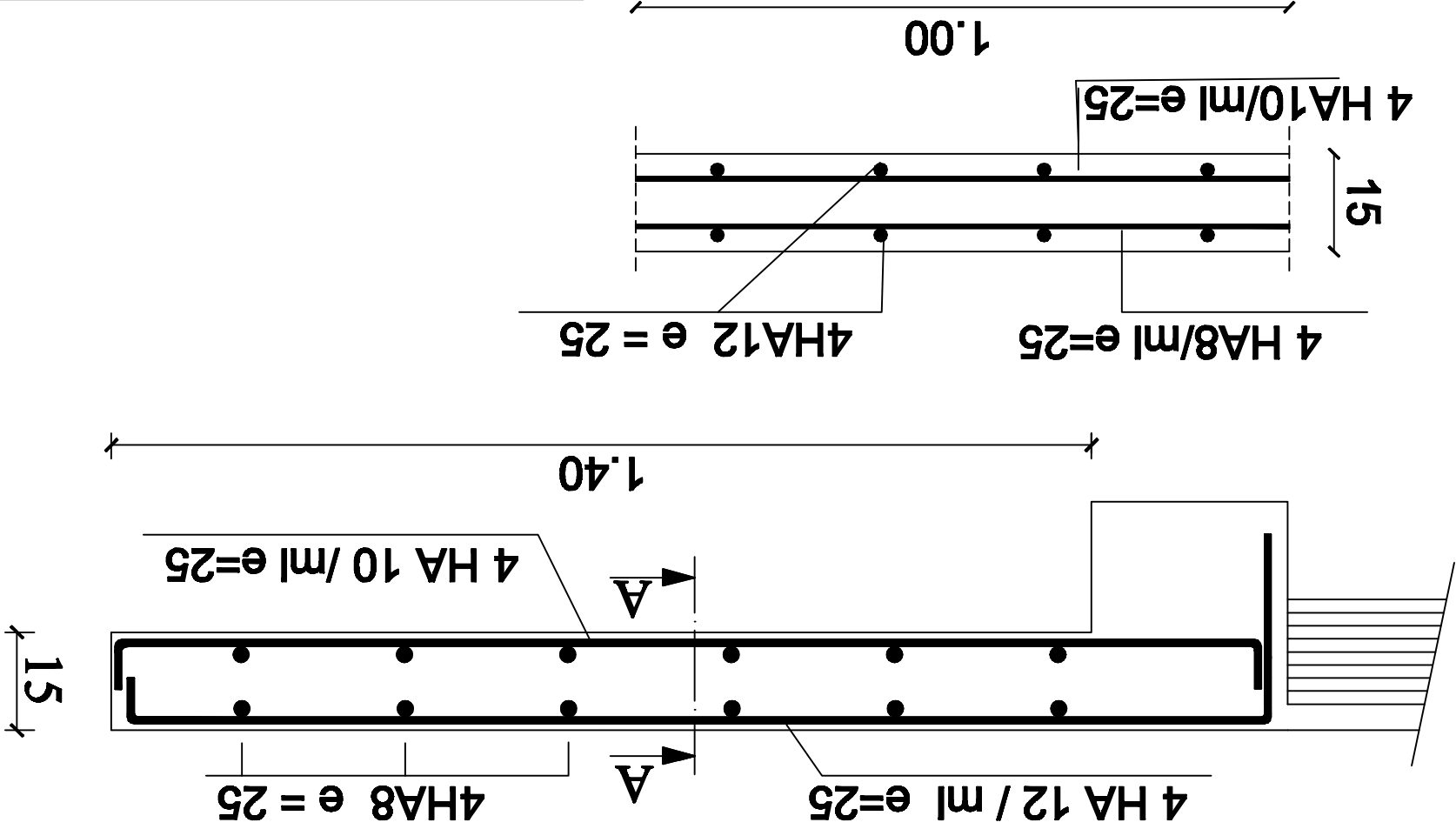
- Calcul des ouvrages en béton armé
Mohamed BELLAZOUGUI.
- Formulaire du béton armé
Tomes1 et Tomes2 de Victor DAVIDOVICI.
- Conception et calcul des structures de bâtiment
Henry THONIER.
- Cours et TD des années de spécialité
(L'Université M.M.T.O. Département G.C).

Mémoire de fin d'études des promotions précédentes

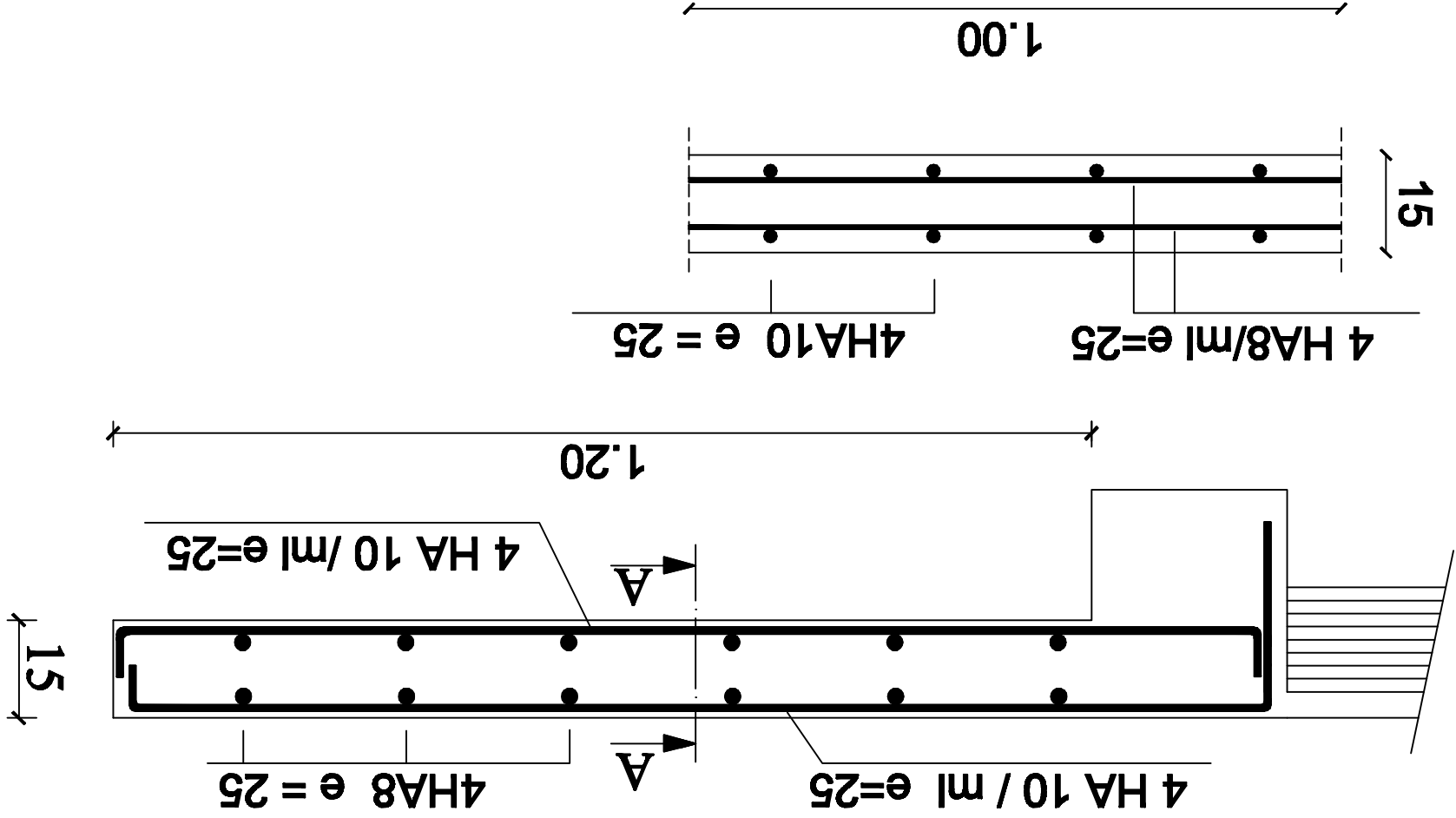
(L'Université M.M.T.O. Département G.C).

2014	Plan de Ferrailage du port-à faux	Dirigé par: Mame ALKAMA
		Etude par: Melle KHEUR Melle KOURAT Melle SABOUR
Echelle:	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
plan:		

Coupe A-A

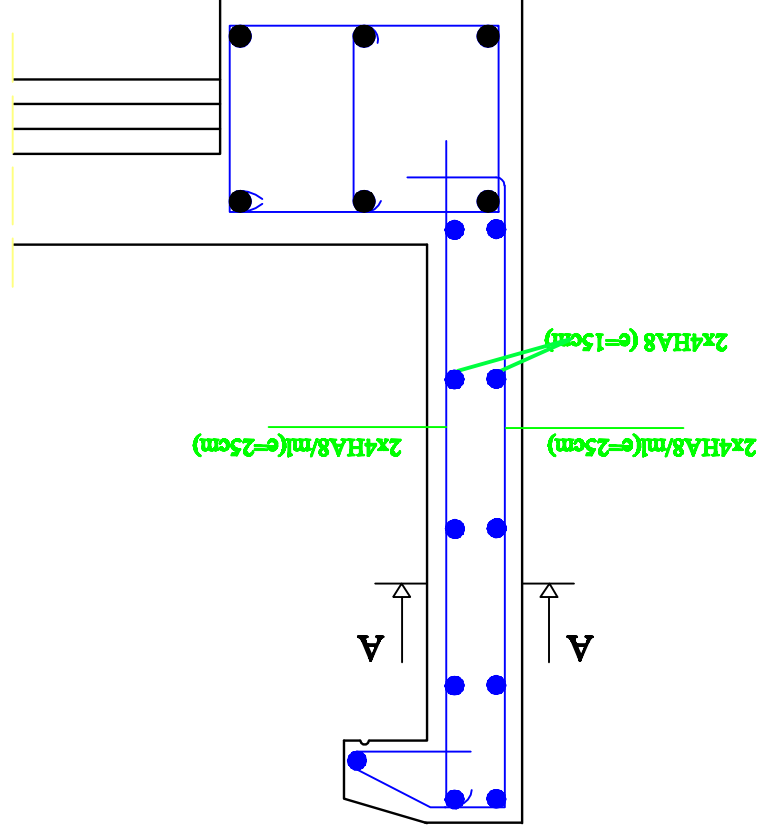
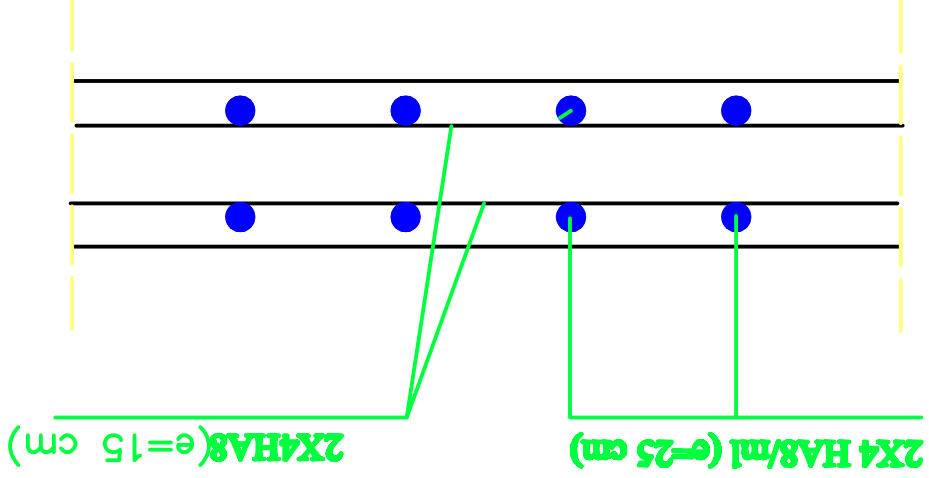


2014	Plan de Ferrillage de Balcon	Dirigé par: Mame ALKAMA
		Etude par: Melle KHEUR Melle KOURAT Melle SABOUR
plan:	UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Echelle:		

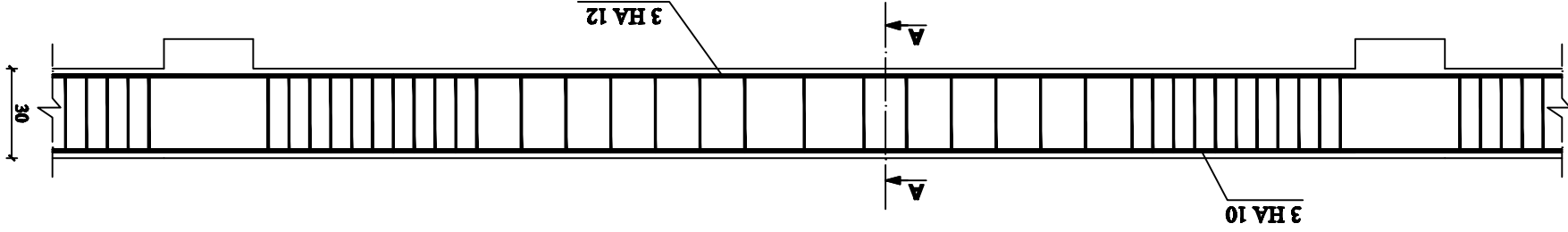
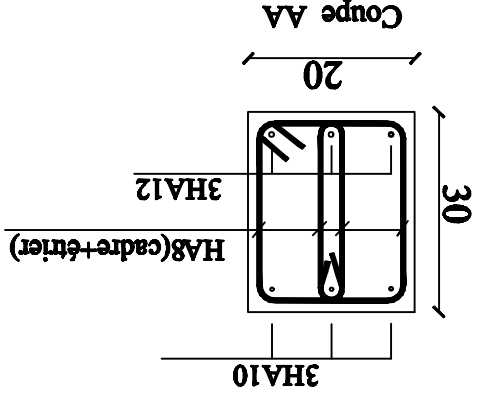


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Eudé par: Melle KOUROUT Melle SAOUB Melle SAOUB	
Faculté du génie de la construction Département de génie civil		Dirigé par: Mame ALKAMA	
plan:	Echelle:	Plan de Ferrillage de l'acrotère	
		2014	

Coupe A-A



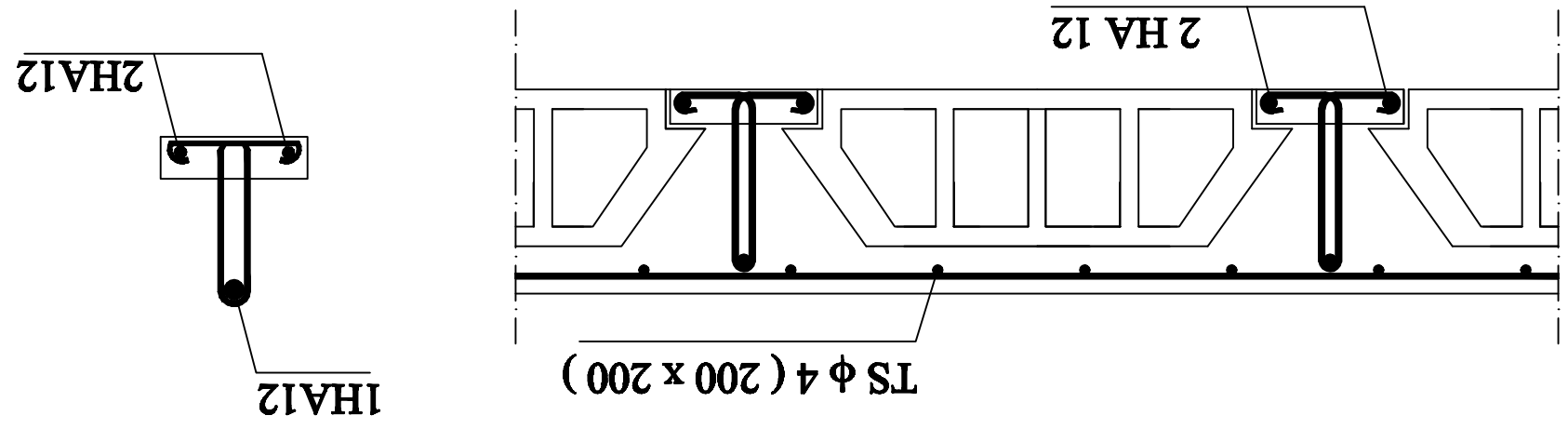
2014	Plan de Ferrailage de la poutre chaînage	Etudié par: Male KHELT
		Melle KOURAT
		Melle SABOUR
Echelle:	UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU	Dirigé par: Name ALKAMA
plan:		Faculté du génie de la construction Département de génie civil



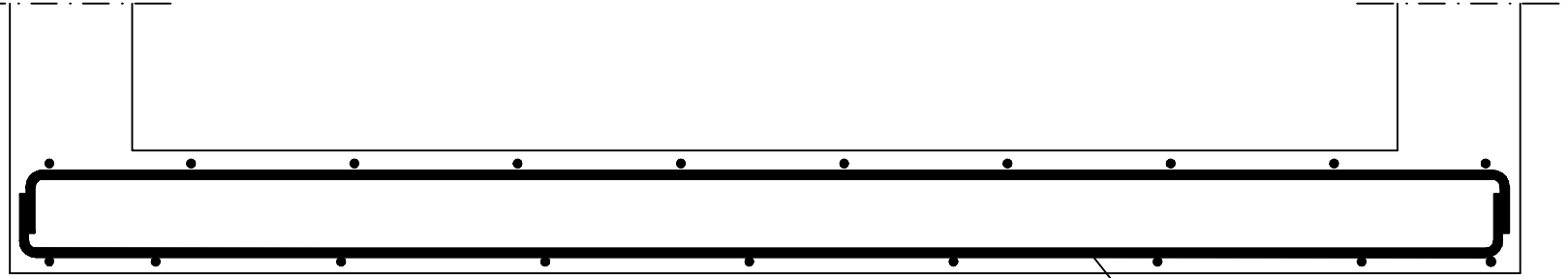
2014	Plan de ferrillage du plancher	Etudié par: Male KHELT
		Melle KOURAT
		Melle SABOUR
Echelle:	UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU	Dirigé par: Name ALKAMA
plan:		Faculté du génie de la construction Département de génie civil

ferrillage du plancher RDC

Coupe A-A



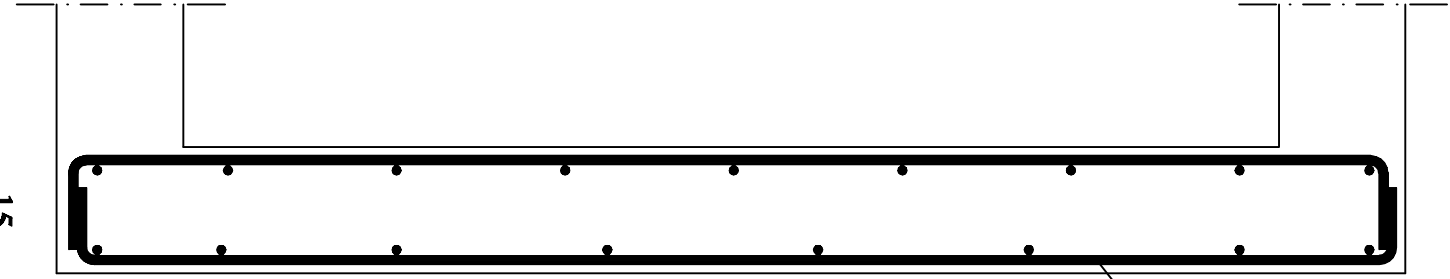
2014	Echelle:	plan:	Etudié par: Melle KOUZOU Melle KOURAT Melle SABOUR Dirigé par: Mame ALKAMA	UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
				Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Plan de ferrillage de la dalle pleine de la salle de machine				



4HA10/ml esp=15cm

4HA10/ml esp=15cm

sens y-y

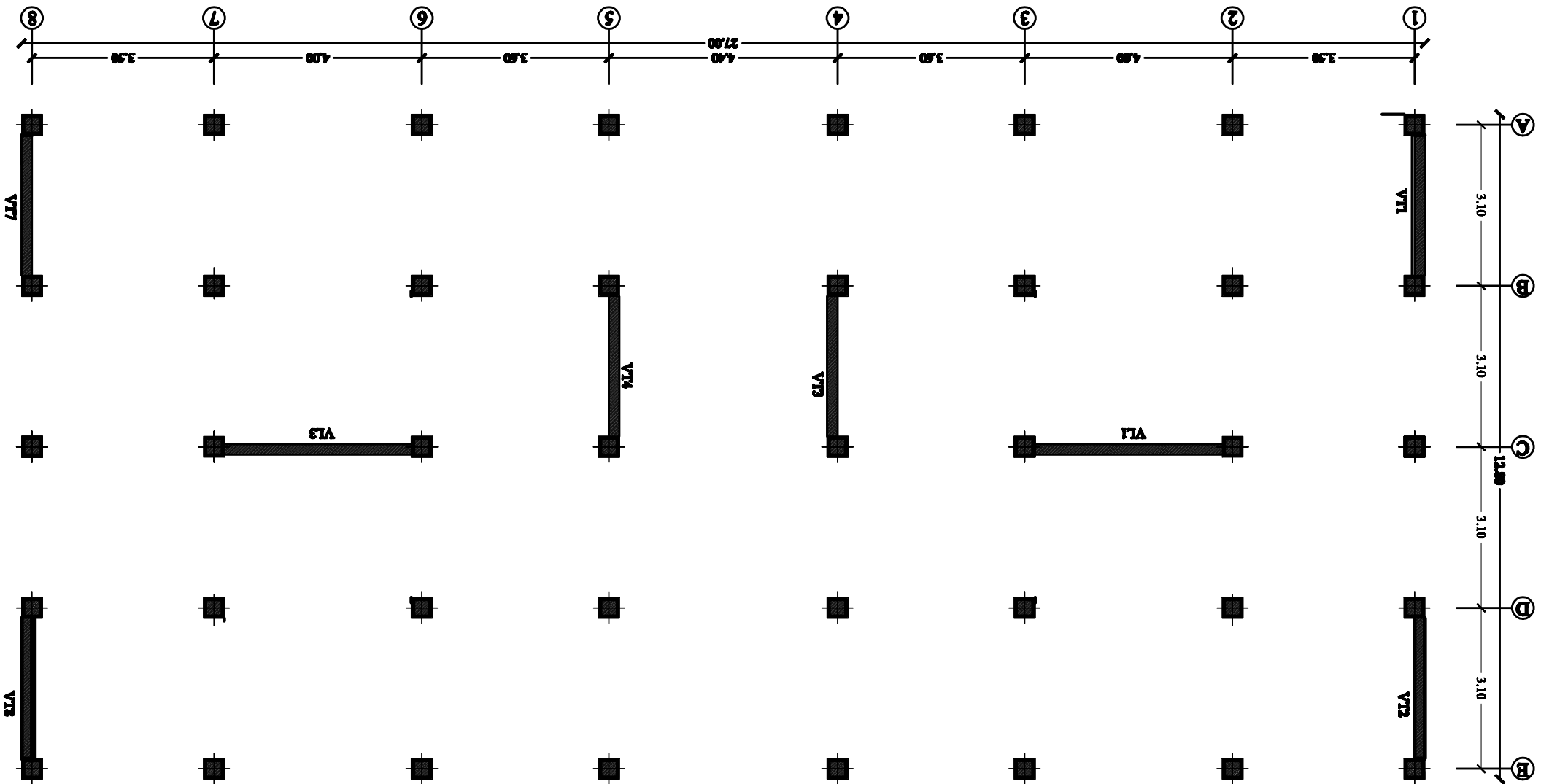


4HA10 esp=15

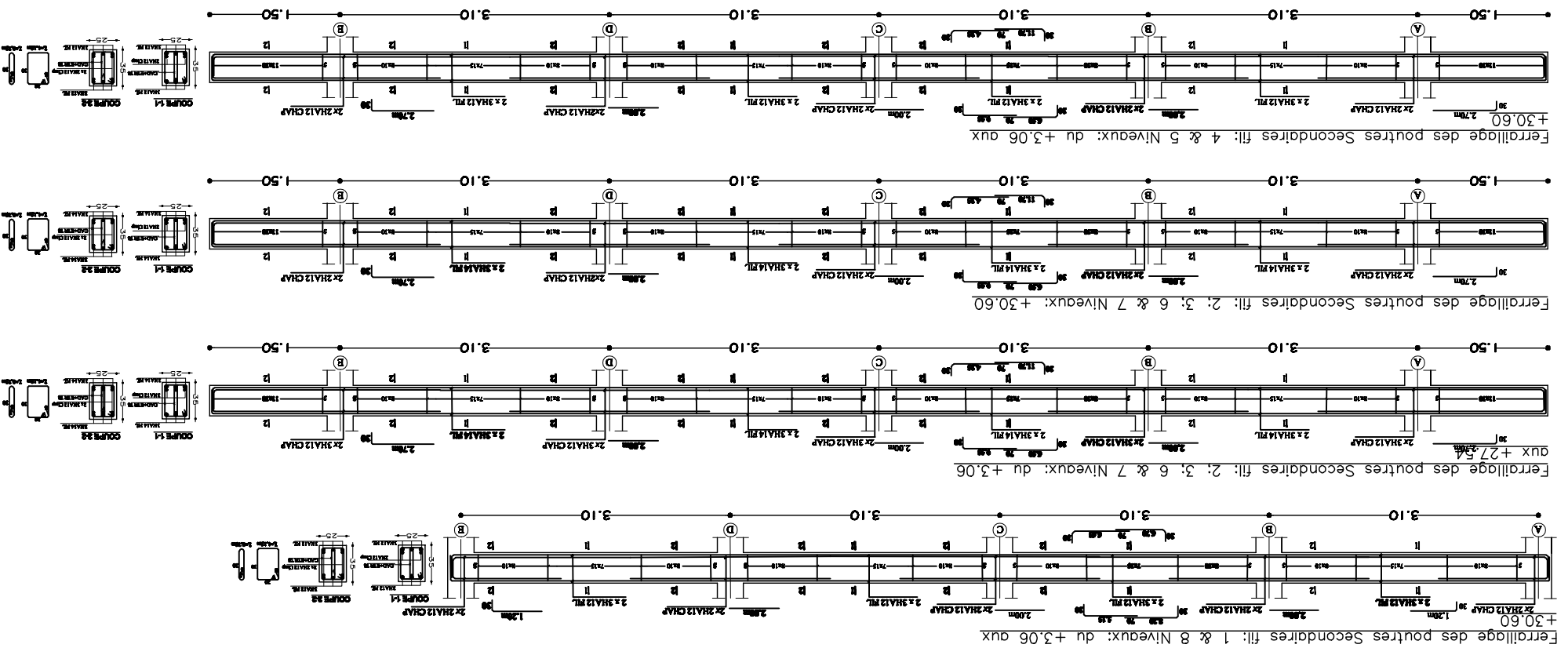
4HA12/ml esp=15

SENS X-X

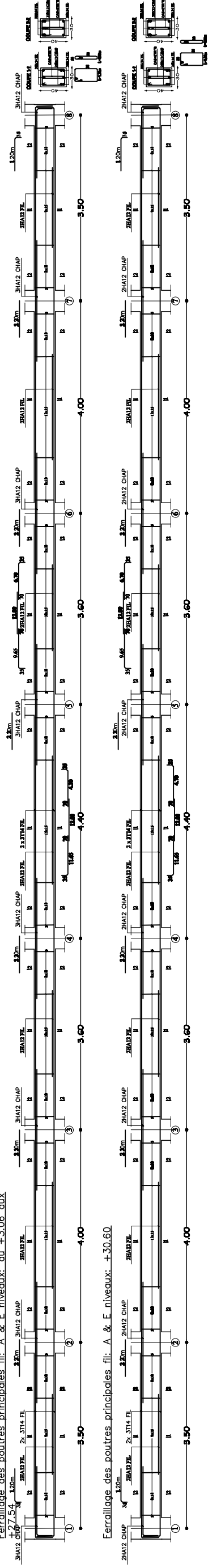
15



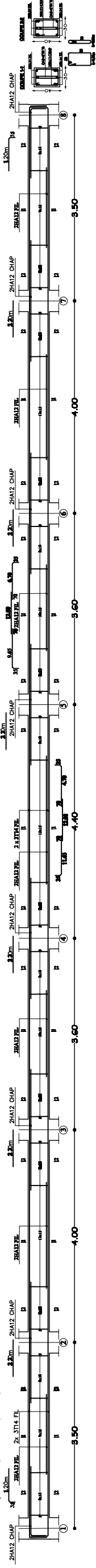
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIER PAR MME KHELIL Feroudja MME KOURAT Zahra MME SABOUR Fatma	DERIGER PAR Mme ALKAMA
Ferrailage des poutres Secondaires (25x35)	PROMTTON 2013-2014 ECHELLE : 1/25



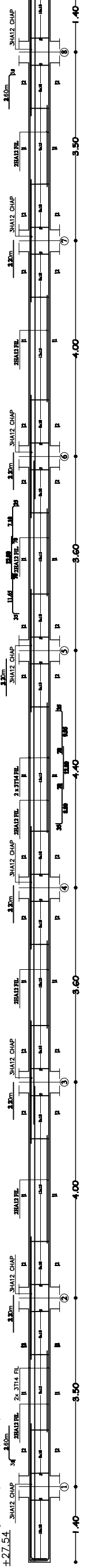
Ferrailage des poutres principales fil: A & E niveaux: du +3.06 aux +27.54



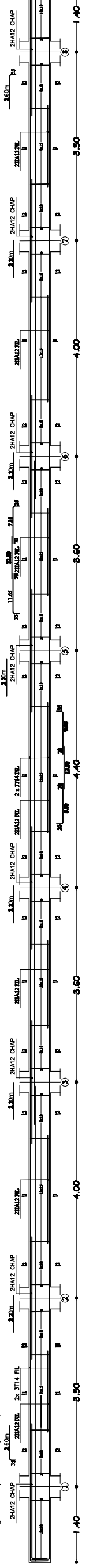
Ferrailage des poutres principales fil: A & E niveaux: +30.60



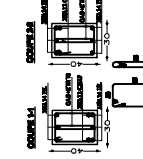
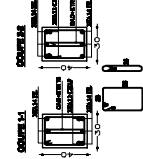
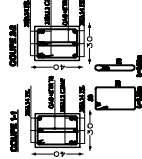
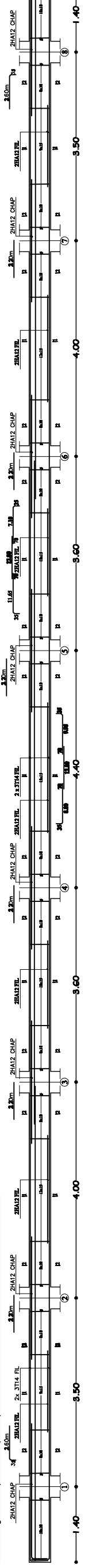
Ferrailage des poutres principales fil: B & D niveaux: du +3.06 aux +27.54



Ferrailage des poutres principales fil: B & D niveaux: +30.60



Ferrailage des poutres principales fil: C niveaux: du +3.06 aux +30.60



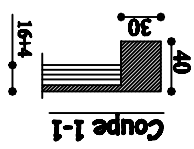
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR
Mlle KHELIF Farroudja
Mlle KOURAT Zahia
Mlle SABOUR Ferida
DERIGER PAR
Mme ALKAMA

Ferrailage des poutres
Principales (30x40)

PROMTTON 2013-2014

ECHELLE :1/25



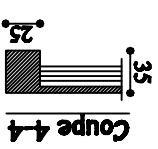
Coupe 1-1



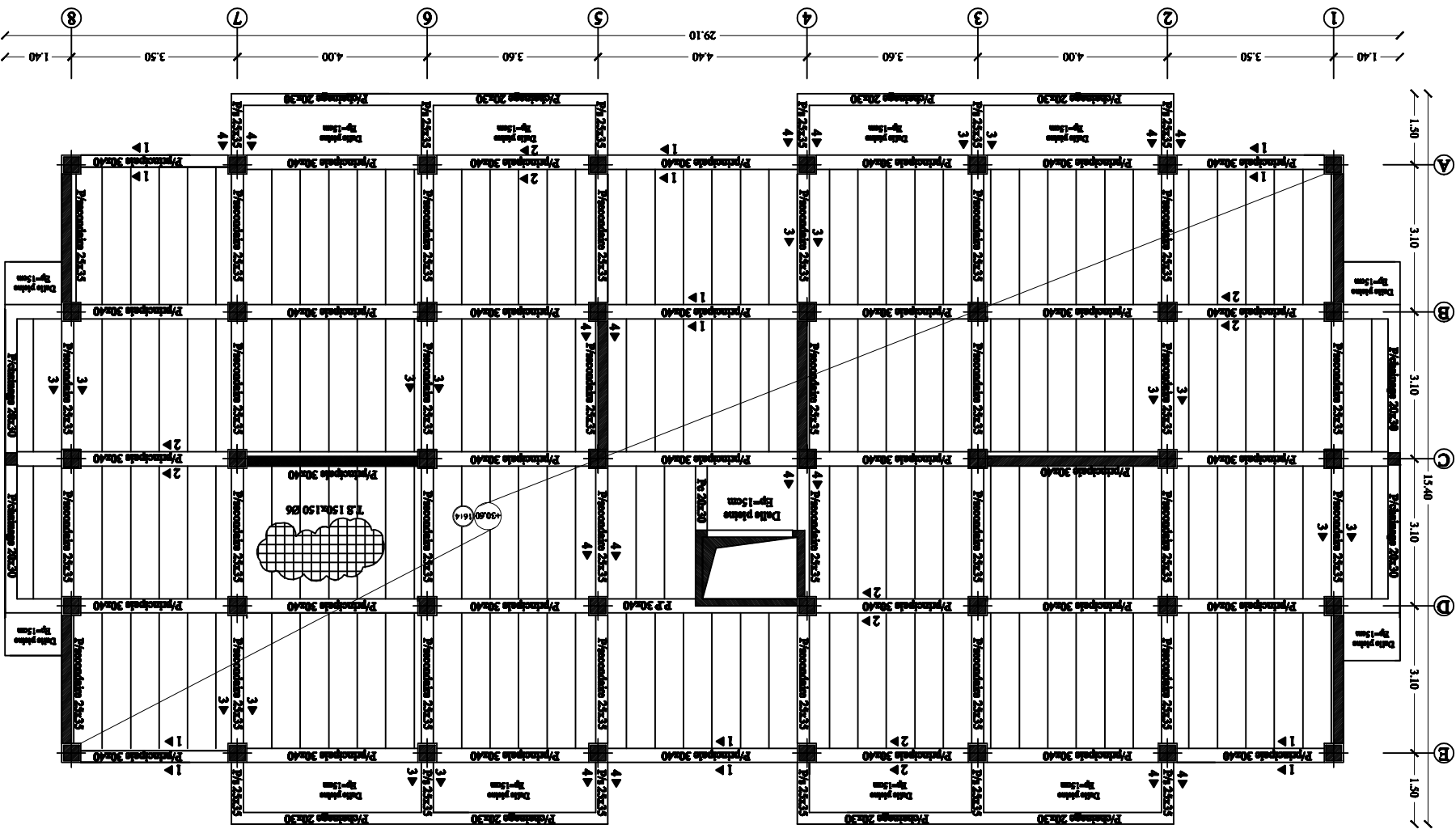
Coupe 2-2

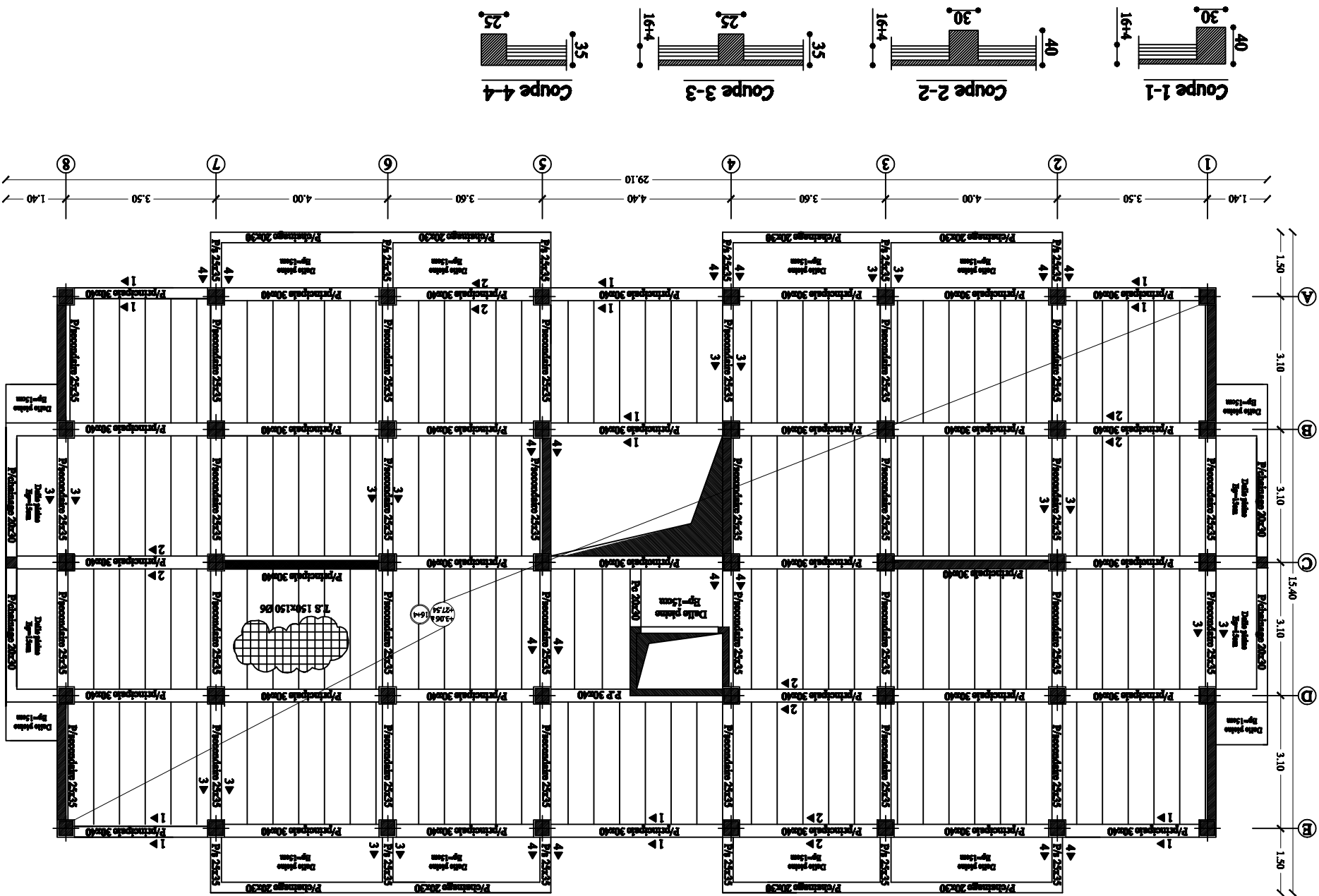


Coupe 3-3

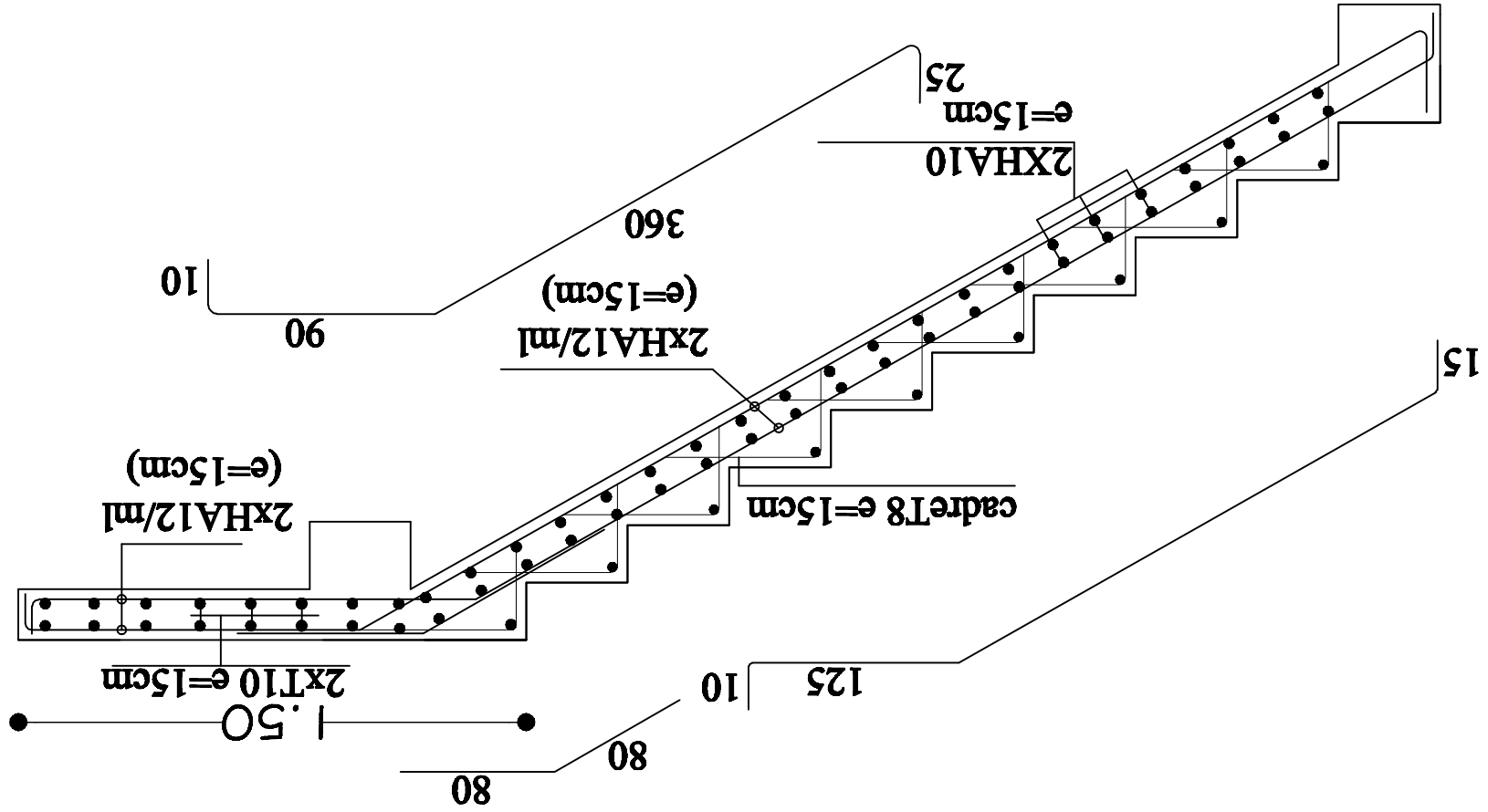


Coupe 4-4

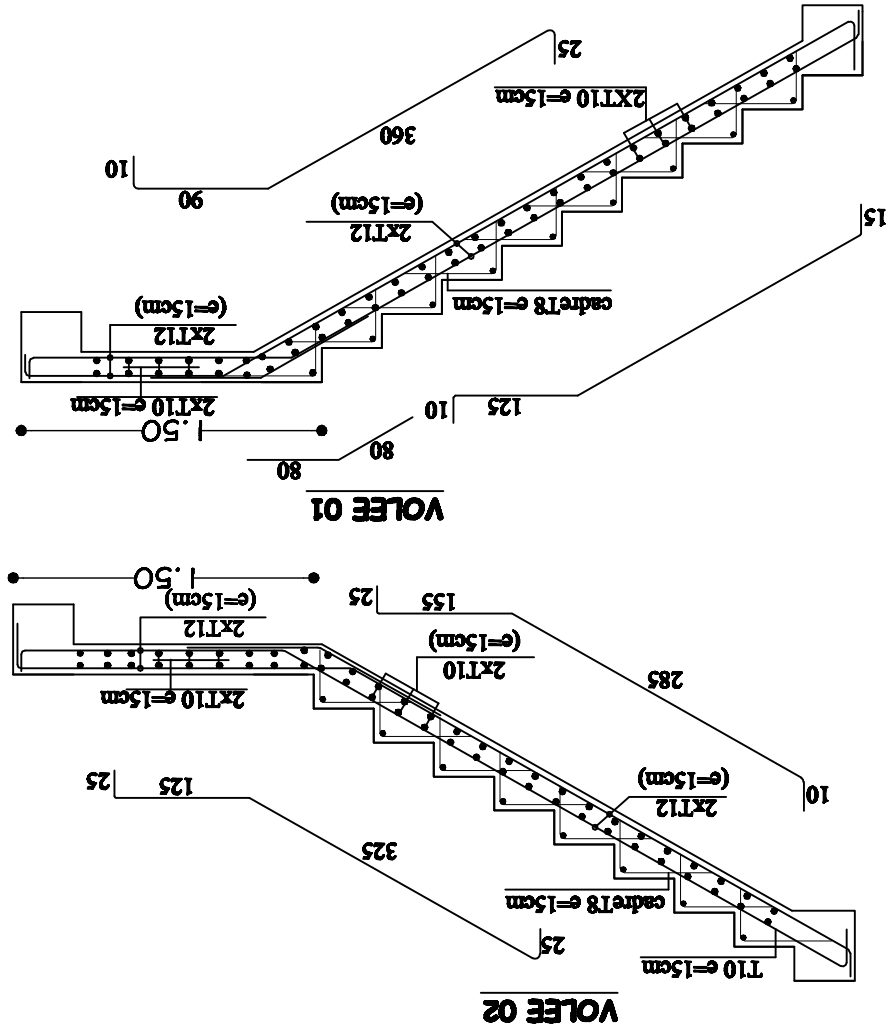
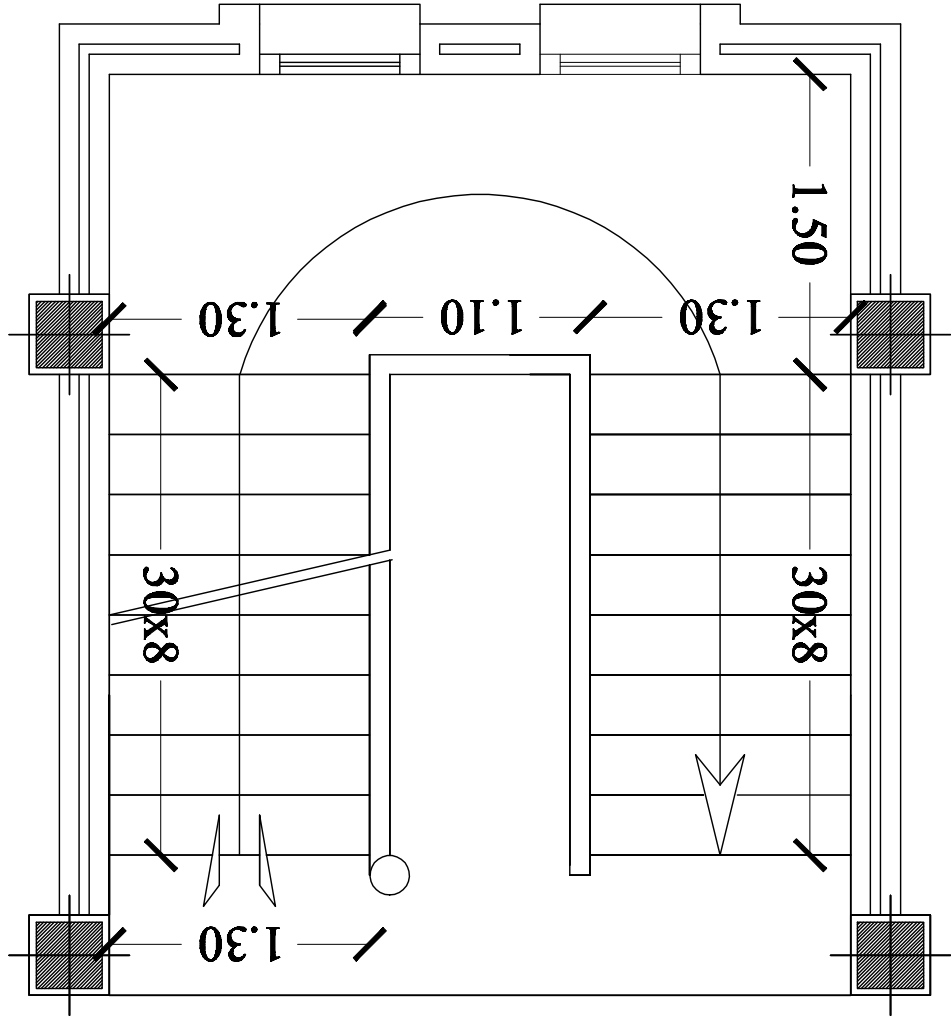


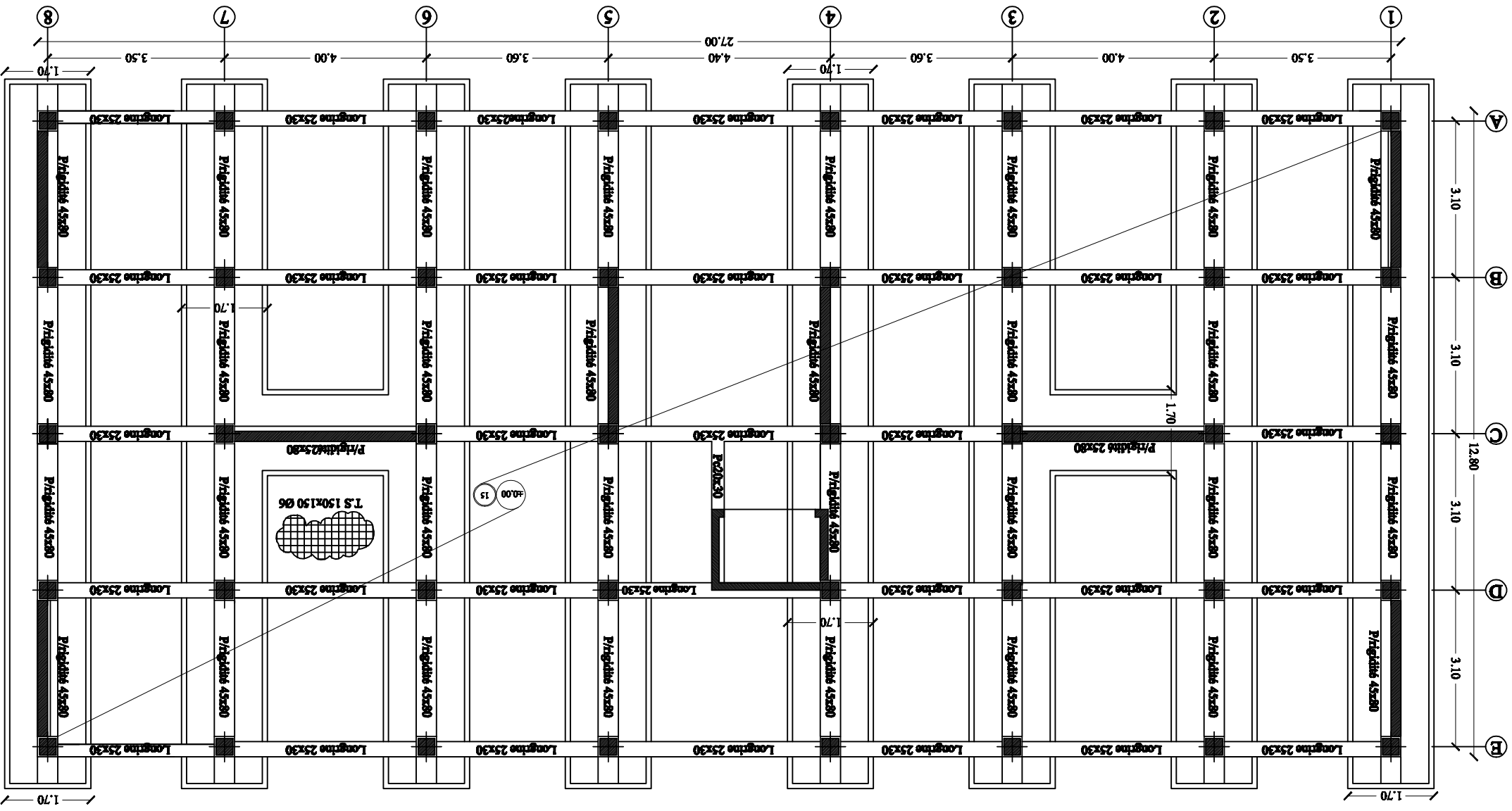


Ferraille des Escaliers

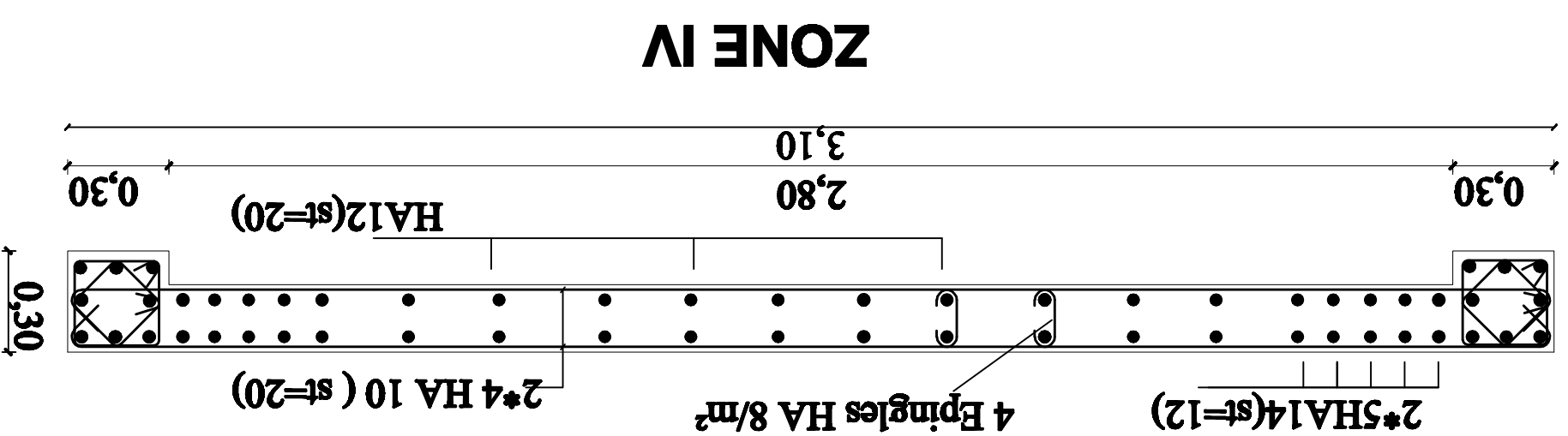
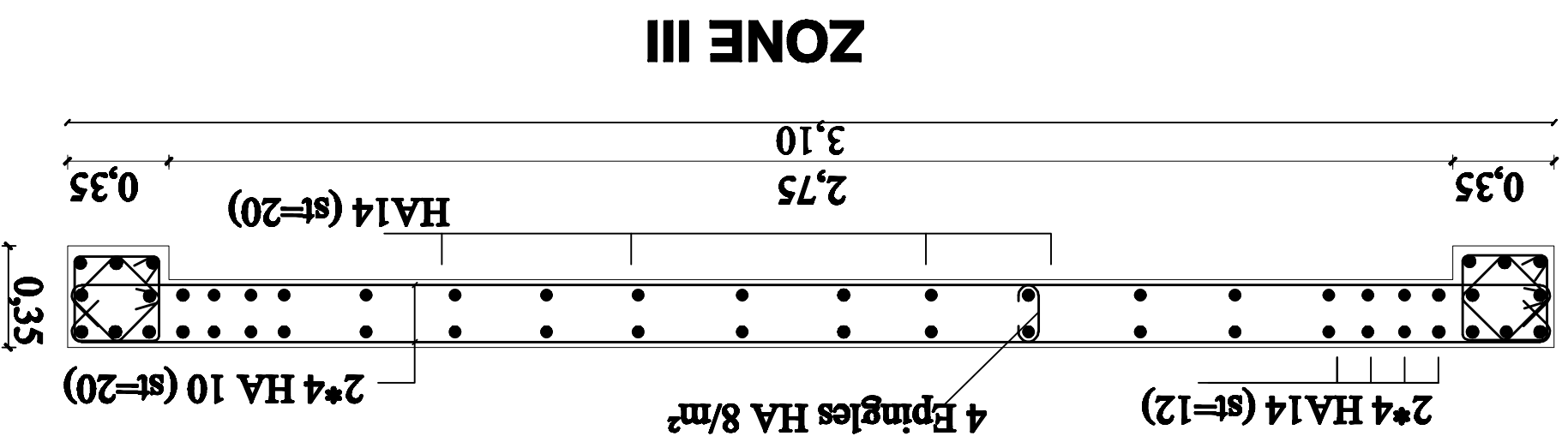
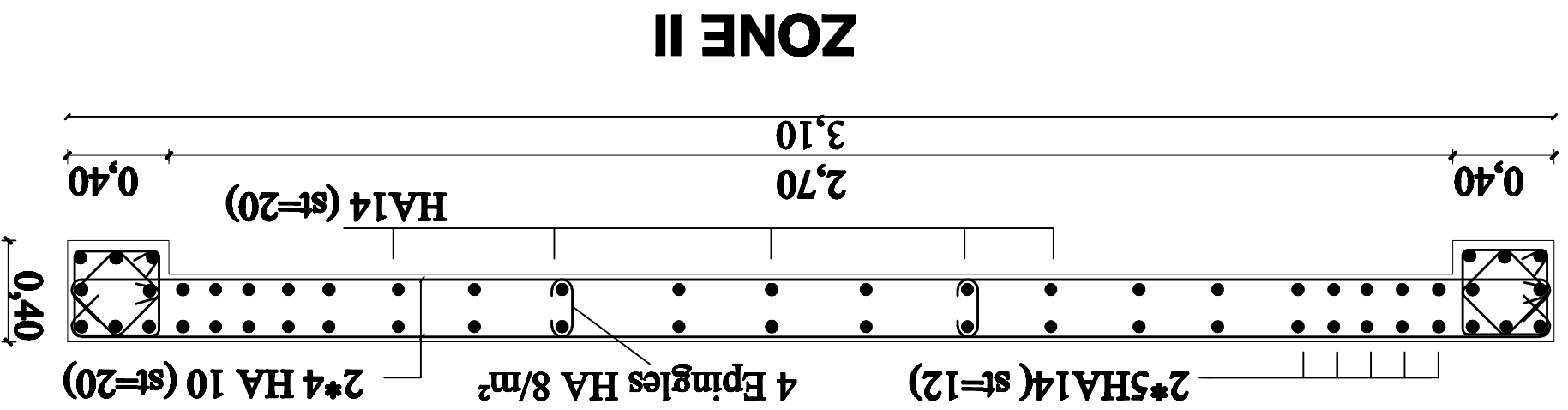
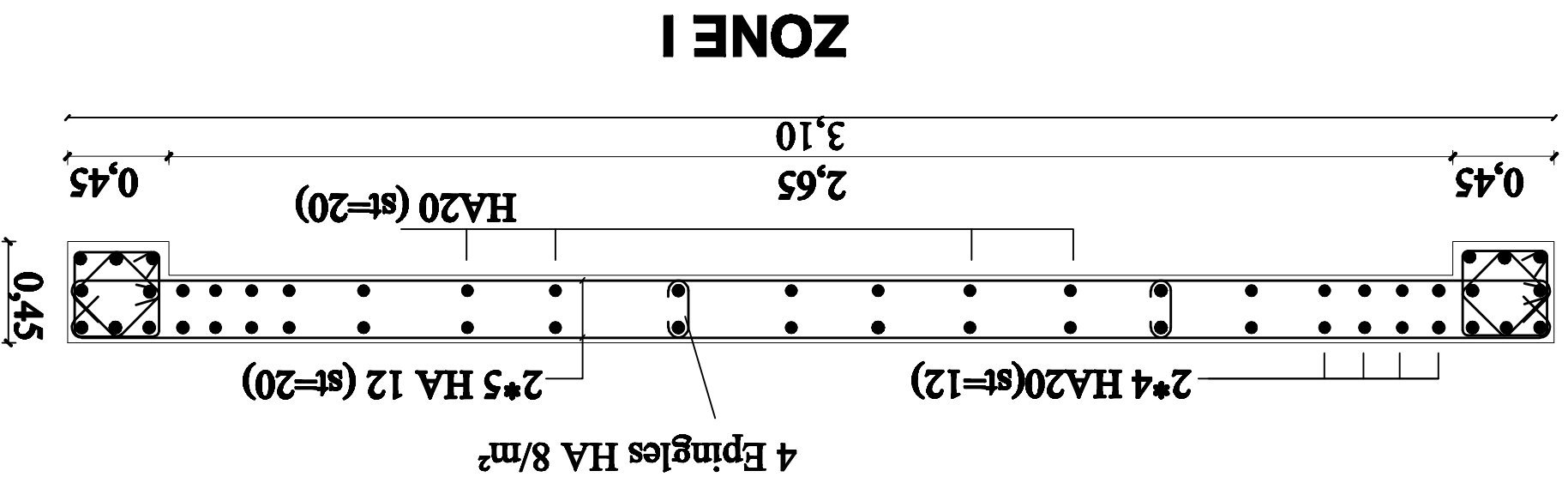


Ferrailleage des Escaliers



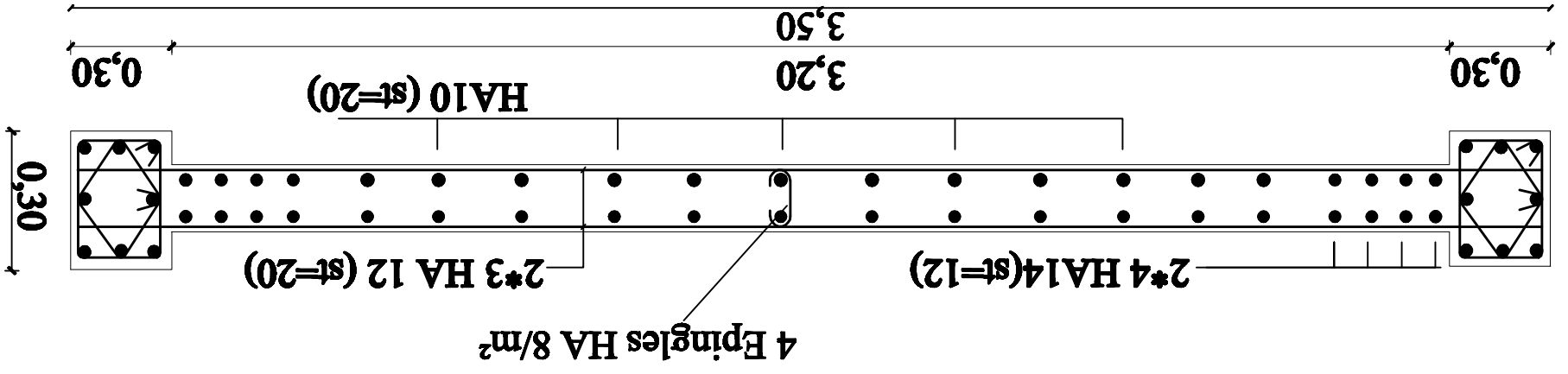
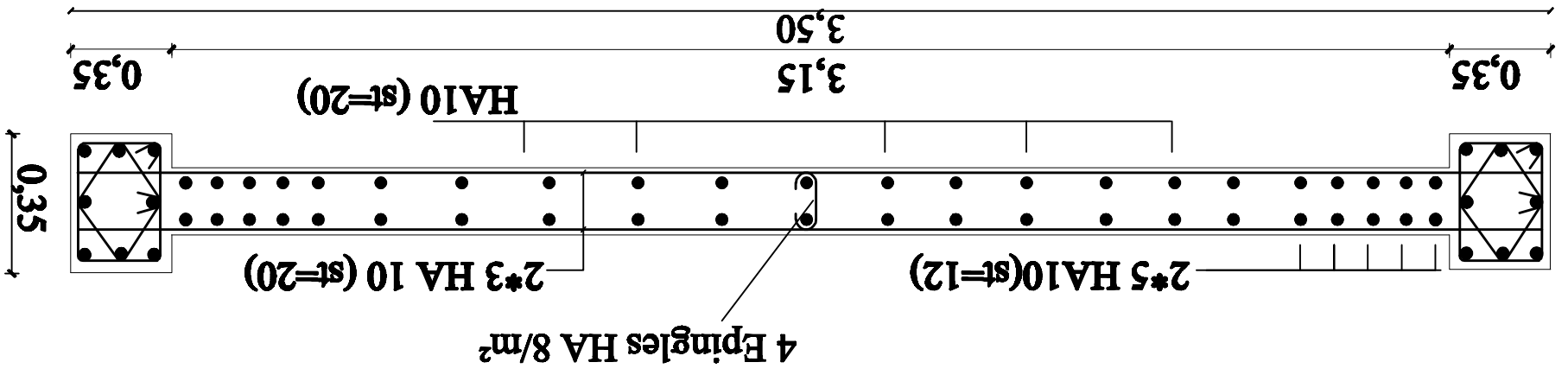
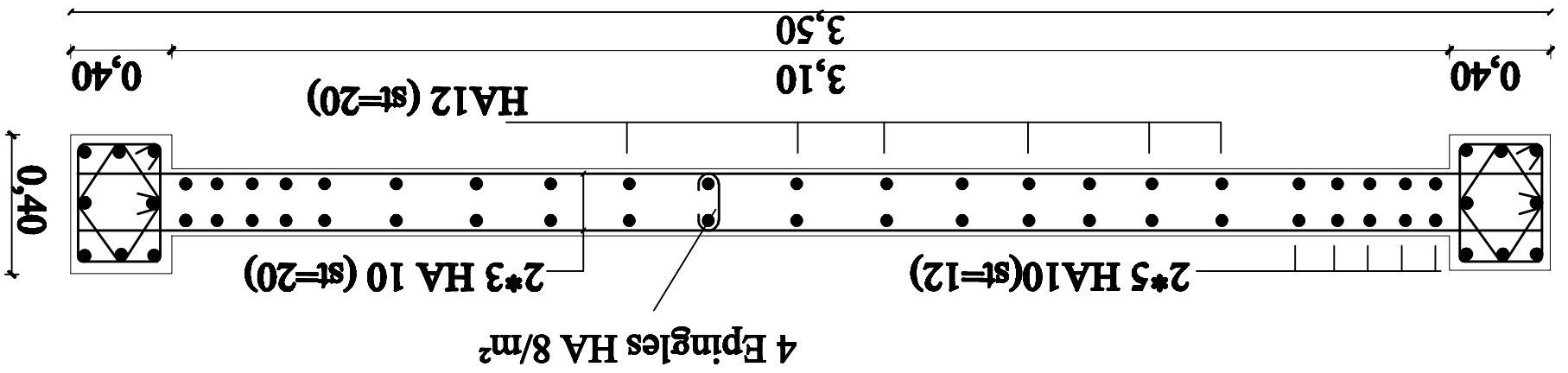
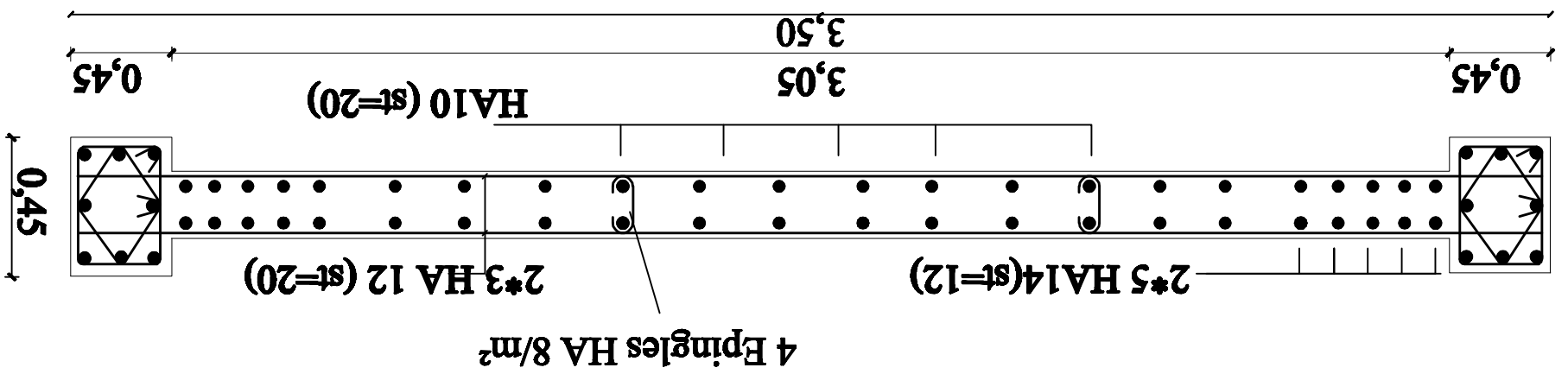


Ferrailage des voiles transversaux VT1, VT2, VT3, VT4, VT7, VT8

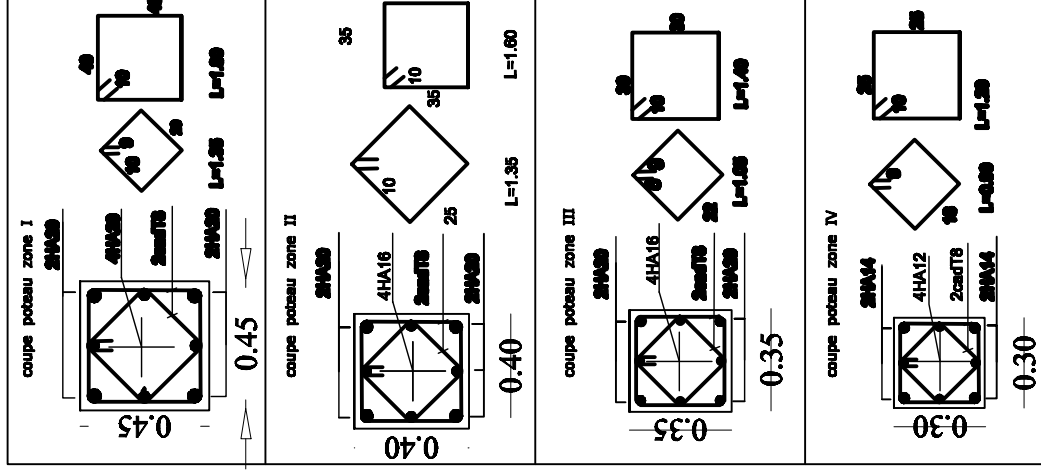
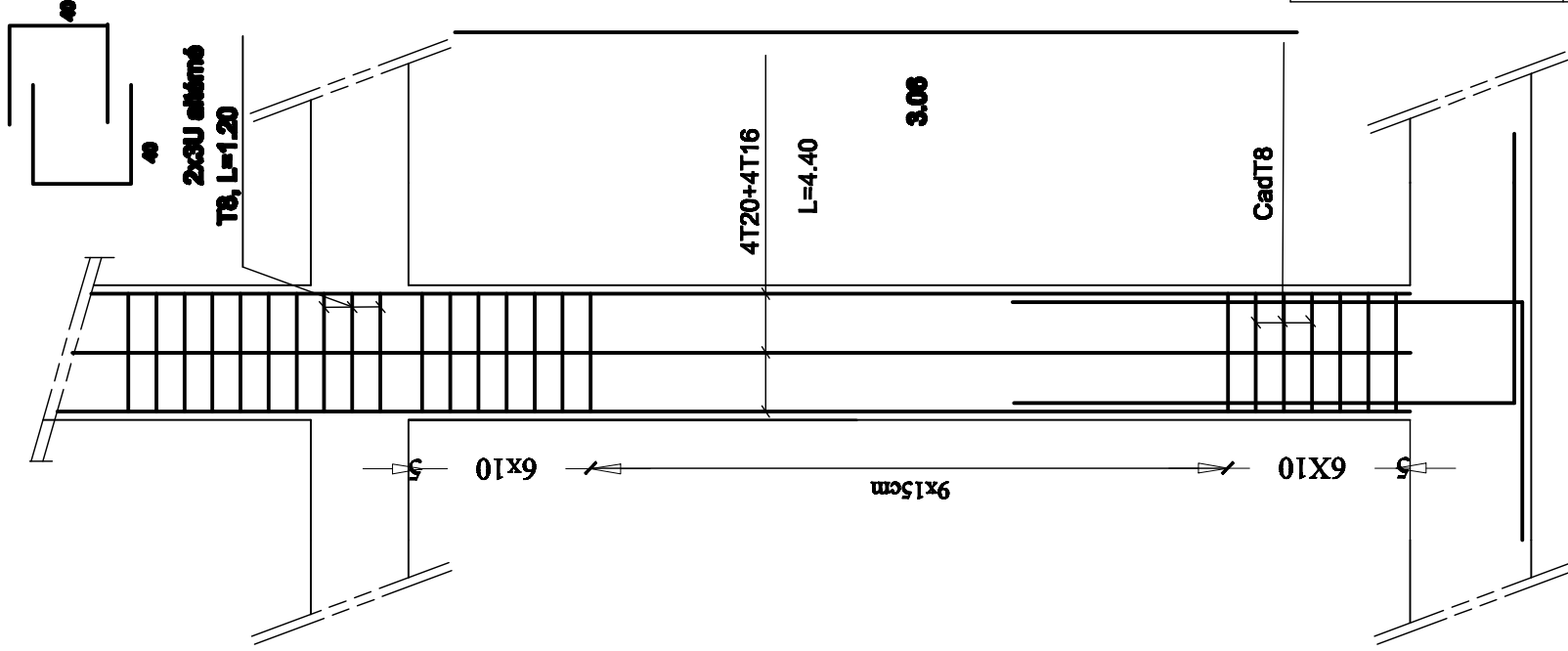


UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Etudié par: Melle KHEIR Melle KOURAT Melle SADOU	Dirigé par: Mme ALKAMA
	Plan de Ferrailage du voile transversale	
Faculté du génie de la construction Département de génie civil	plan:	Echelle: 2014

Ferrailage des voiles longitudinaux VL1, VL3



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Etude par: Melle KHELF Melle KOURAT Melle SADOU	
	Dirigé par: Mme ALKAMA	
Faculté du génie de la construction Département de génie civil	Plan de Ferrailage du voile longitudinal	
	plan:	Echelle:
		2014



Republique algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

ETUDIER PAR :
 KHELIF Farroudja
 KOURAT Zahia
 SABOUR Farida

Plan ferrailage des poteaux

Diriger par :
 Mme ALKAMA

Ferrailage des poteaux

Sept 2014