

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



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.*

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+9)à usage d'habitation
a contreventement mixte (portique et voiles)**



Dirigé par : M^r MANSOURI

*Etudié par: M^r HASSANI OMAR
M^{elle} MADANI LILIA*

Année 2014-2015

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions dieu le tous puissant.

En second lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur « M^r MANSOURI »

Pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mon père pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père

-Ma mère à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez

- Mon très cher KARIM et toute sa famille

- Mon très cher ami et binôme OMAR et toute sa famille

- Mes très chers amis(es),

particulièrement : Kahina, Sakina, Tassadit, Hayet, Hocine, Dhrifa, Rachid, Said, Naim, yacine, Nassima

- A toute la promotion de Génie Civil 2014-2015

LILIA

DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mon père pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père

-Ma mère à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez

- Mon Grand frère FAROUK et sa femme qui a toujours su m'entourer et me redonner du courage et de la confiance.

-Mon frère Moh ouchabane

-Mes sœurs FARIDA, SABRINA, FAIZA qui est on était toujours à mes côtés

-Mes très chers amis(es) particulièrement : Brahim , Djindjou, Rachid, Said, Naim, Yacine, Moh, Hocine, Dyhia, Dhrifa, Kahina

-Ma très chère amie et binôme LILIA et toute sa famille

-A toute la promotion de Génie Civil 2014-2015

OMAR

Sommaire

Introduction

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

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.13

Chapitre III : Calcul des éléments :

- III.1.Acrotère.....26
- III.5 Escaliers.....33
- III.6 Poutre palière.47
- III.3 Salle machine59
- III.4 Plancher.....70

Chapitre IV : Etude du contreventement.....89

Chapitre V : La modélisation.....99

Chapitre VI : Vérification RPA.....116

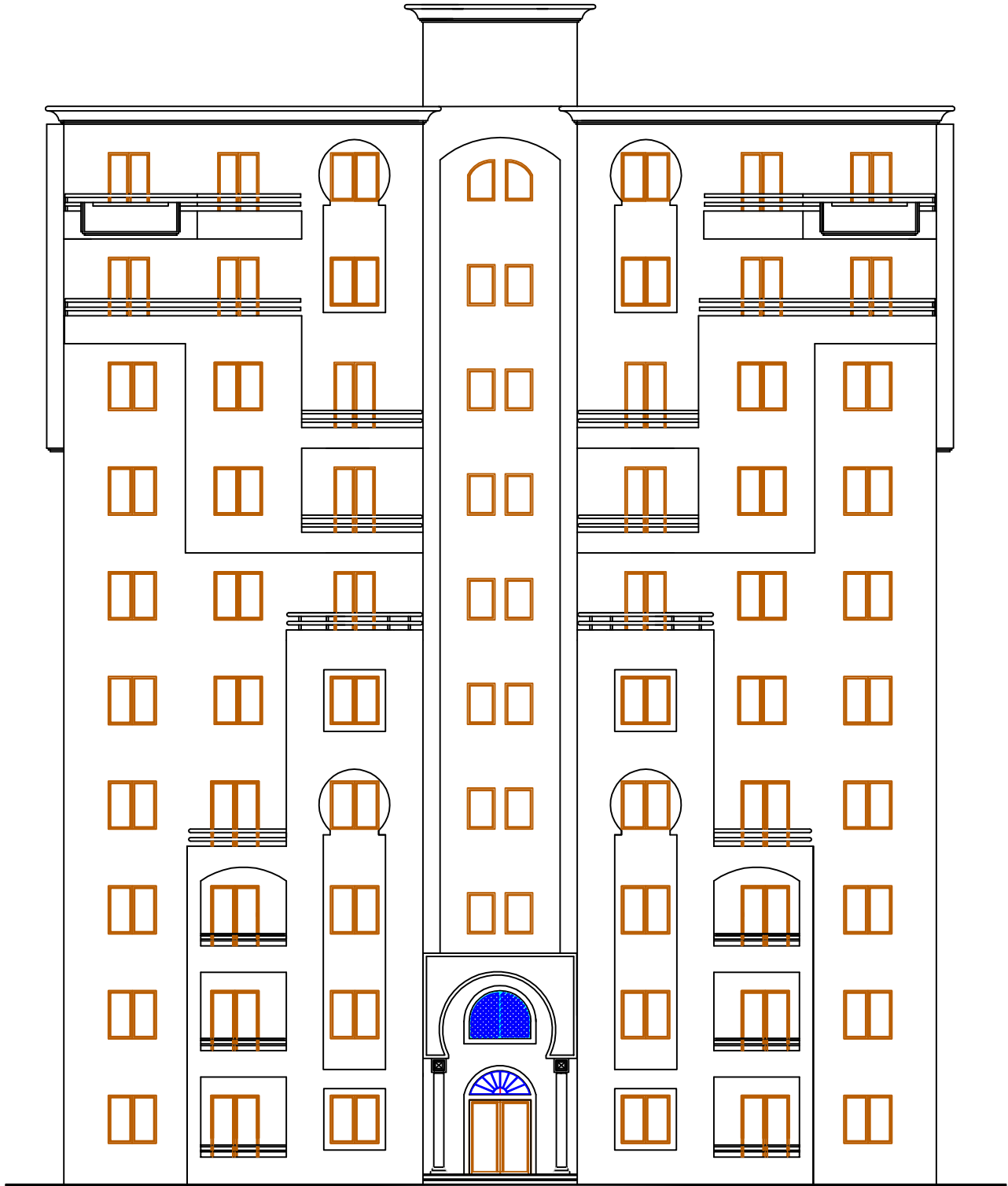
Chapitre VII : Ferrailage des éléments :

- VII.1.Ferrailage des poteaux.....124
- VII.2.Ferrailage des poutres.....138
- VII.3.Ferrailage des voiles.....147

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....158

Conclusion

Bibliographie



FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

FACADE PRINCIPALE

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

PROPRIETAIRE: _____

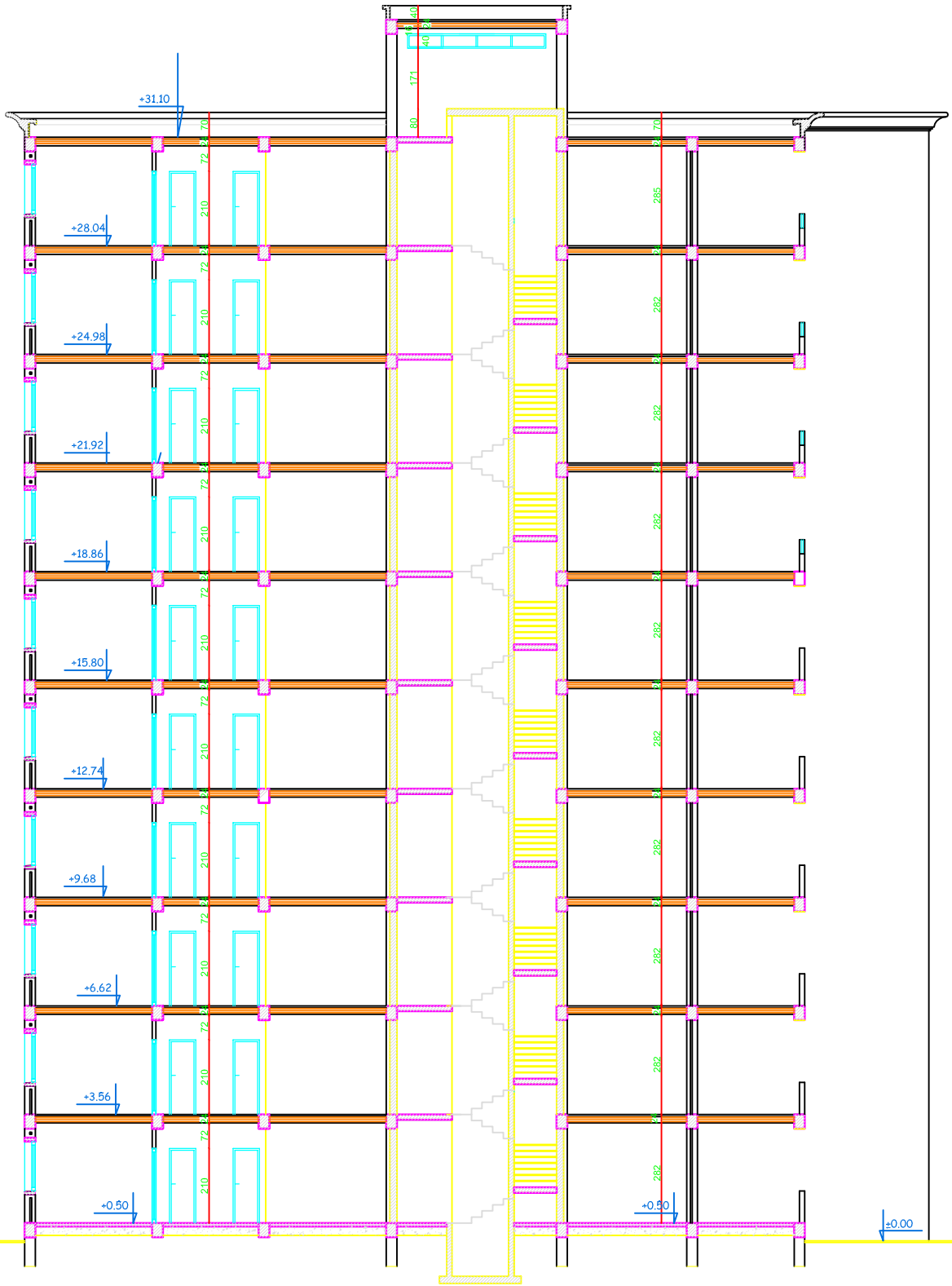
DOSSIER: _____

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

GENIE CIVIL - EXECUTION

ECHELLE: 1/50 e

PROMOTION: 2014-2015



COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

COUPE A-A

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

PROPRIETAIRE: _____

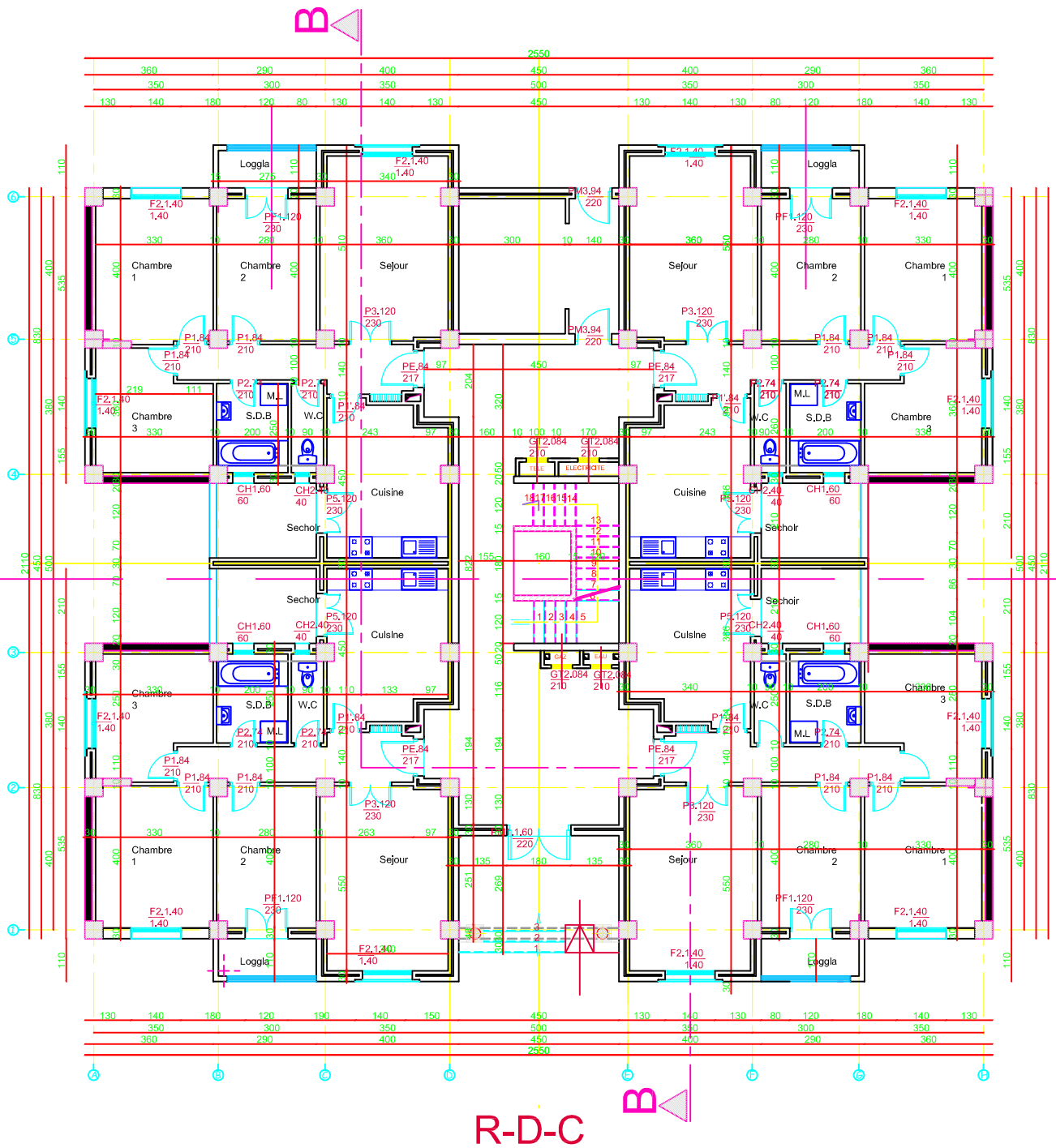
DOSSIER: _____

GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

ECHELLE: 1/50 e

PROMOTION: 2014-2015

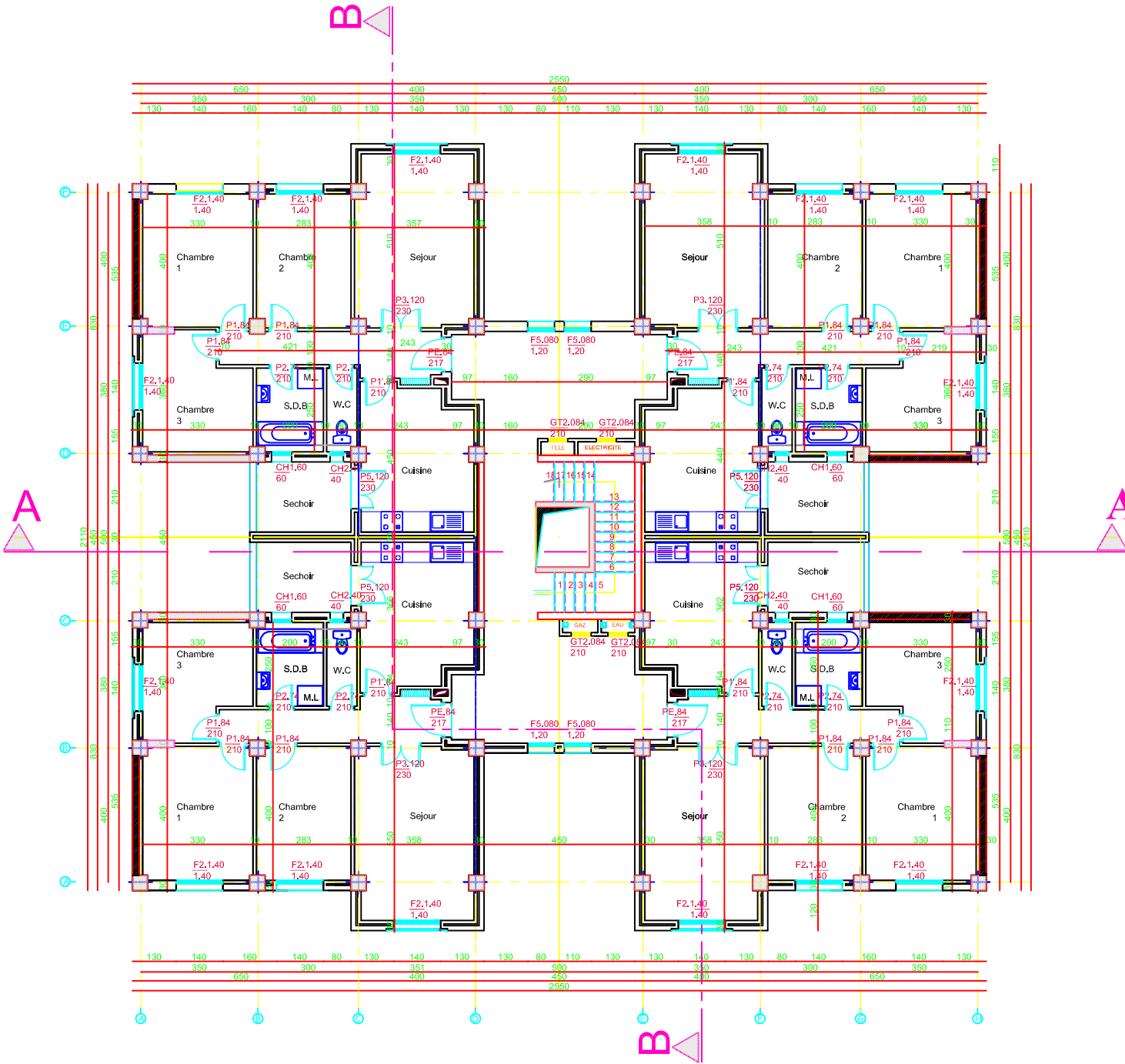


R-D-C

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		PROPRIETAIRE: _____ DOSSIER: _____ GENIE CIVIL - EXECUTION	
PLAN DE RDC DIRIGE PAR: Mr MANSOURI		ETUDE PAR: Mr HASSANI OMAR Melle MADANI LILIA	
ECHELLE: 1/50e		PROMOTION: 2014/2015	

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



4eme etage

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUAZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN DE 4eme ETAGE

PROPRIETAIRE: _____

DOSSIER: _____

GENIE CIVIL - EXCUTRON

ETUDE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

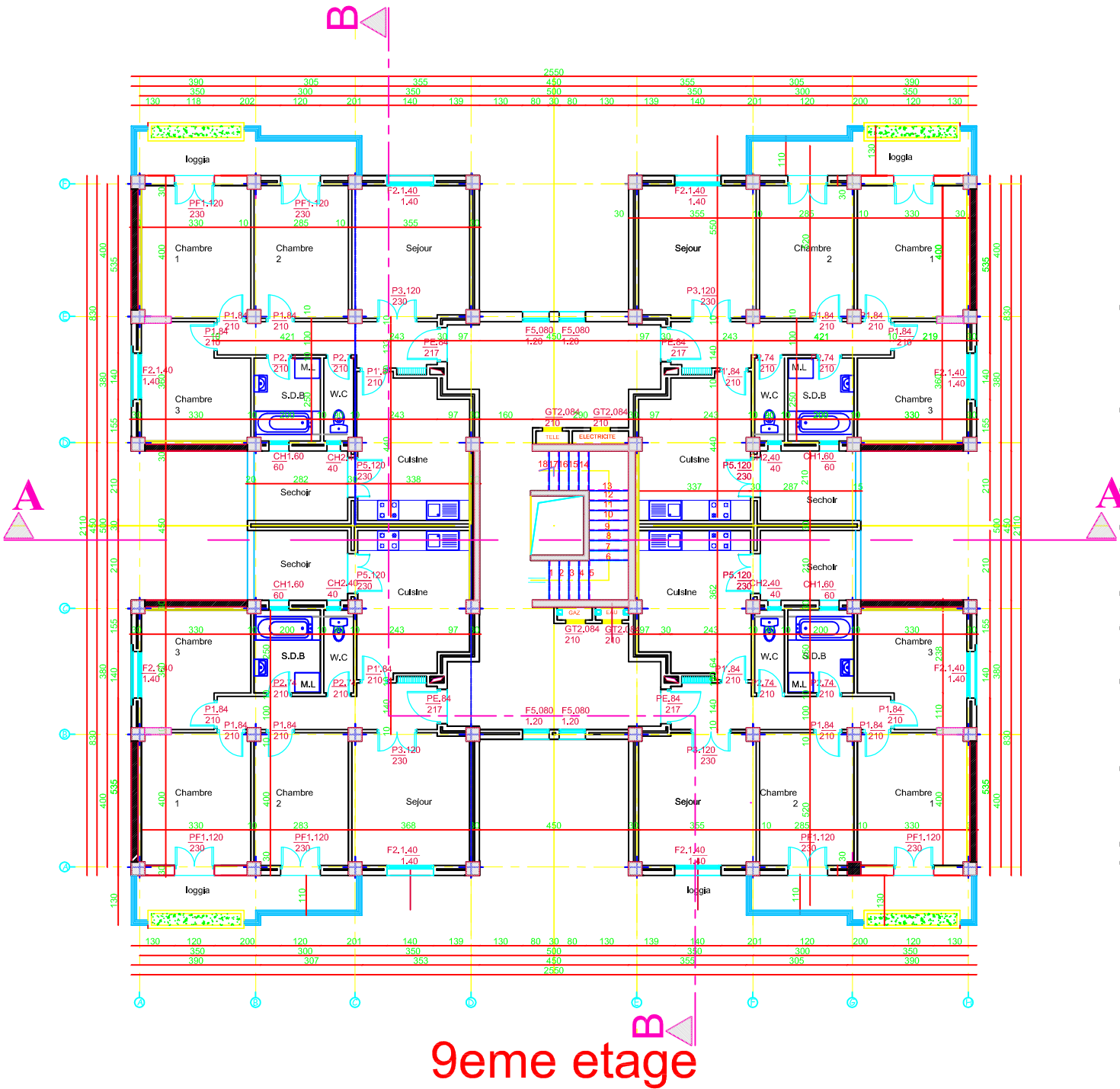
DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

ECHELLE: 1:50 e

PROMOTION: 2014-2015

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



9eme etage

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUAZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN DE 9eme ETAGE

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

PROPRIETAIRE: _____

DOSSIER: _____

GENIE CIVIL - EXCUTION

ETUDE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

ECHELLE: 1:50 e

PROMOTION: 2014-2015

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 de 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 informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment 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 RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.



Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et matériaux

I-1) Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC et 09 étages à usage d'habitation (R+9), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

I-1-1) Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'une tour R+9 à usage commercial et habitation à ossature mixte, ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de TIZI OUZOU, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

C'est une tour qui comporte :

- 01 RDC à usage d'habitation.
- 09 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.

I-1-2) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

✓ Dimension en élévation :

Longueur totale de la tour.....	$L = 25,50$ m
Largeur totale de la tour.....	$l = 24,10$ m
Hauteur du rez-de-chaussée.....	$H_{rdc} = 3,06$ m
Hauteur d'étage courant	$H_c = 3,06$ m
Hauteur totale	$H_t = 34,81$ m
Acrotère	$H_a = 0,70$ m

I-1-3) Eléments de l'ouvrage

A - Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de contreventement :

- **Contreventement par portique :** c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

- **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

B - Planchers :

Les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

C- Maçonnerie :

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

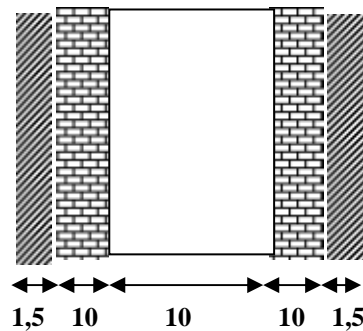


Figure I-1) Schéma descriptif de doubles cloisons

D- Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds pour les cuisines, les SDB, WC et les balcons.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

E- Escaliers :

Le bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages, Ces escaliers comportent trois volées et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place en béton armé.

F- Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

G- Coffrage :

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

I-1-4) Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- ✓ Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2$ MPA, à une profondeur de 1m

I-2) les caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

I-2-1) béton :

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à celle de la compression.

La masse volumique du béton est $\rho = 25$ kN/m³.

A. Composition du béton :

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit:

- ✓ Ciment : 350 kg de CPA325.
- ✓ Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25 mm.
- ✓ Sable : 400 litres de 0/5mm.
- ✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

B. Résistance du béton :

B-a) Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette résistance se mesure par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de hauteur double de leur diamètre (éprouvette normalisée 16×32), elle est notée f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge $\leq 28J$ sa résistance est calculée comme suit :

$$\text{D'après le (BAEL91/Art2.1, 2 2).} \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{J}{1,40+0,95J} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

B- b- Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté " a " et de longueur " 4a " reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance du béton à la traction est notée par (f_{ij}), Elle est déterminée par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}), \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 12})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

C-Module de déformation longitudinale (module d'élasticité) :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinal", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

D'après le BAEL91 :

Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{avec } (E_{ij}, f_{cj}) \text{ en MPa.(BAEL91/Art2.1,2 1)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \quad \Rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = (1/3) E_{ij} \quad \text{avec } (E_{vj}, f_{cj}) \text{ en Mpa.....(BAEL91/Art2.1,2 2)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \quad \Rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

D-Module de déformation transversale du béton :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec E : Module de Young (module d'élasticité).

V : Coefficient de poisson.

E-Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$v = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U** : $v = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $v = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

F-Les contraintes limites de calcul :

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

F-1-Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \quad \text{cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1,15 \quad \text{cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24h (T > 24h).} \\ \theta = 0,9 \quad \text{si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T < 24h).} \\ \theta = 0,85 \quad \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h (T < 1h).} \end{array} \right.$$

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
f_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

F-2 -Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

F-3-Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

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

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

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

G-Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :

1) à l'état limite ultime (ELU) :

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle .

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰.

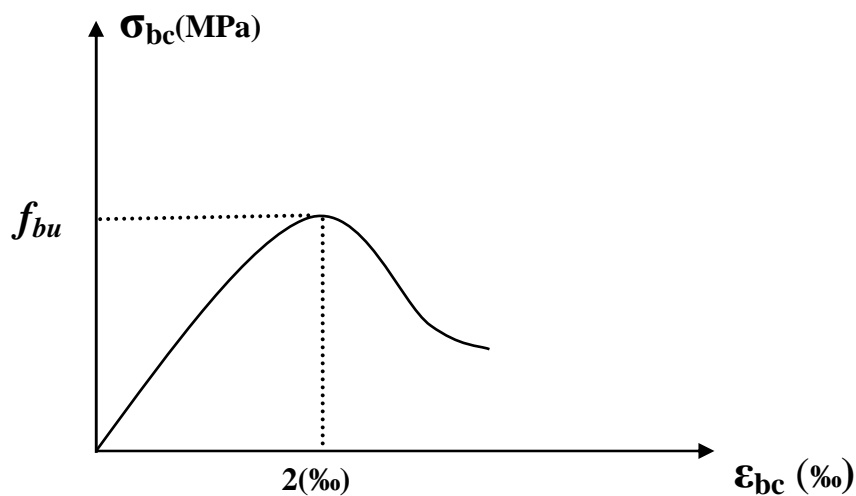


Fig I.2) diagramme réel

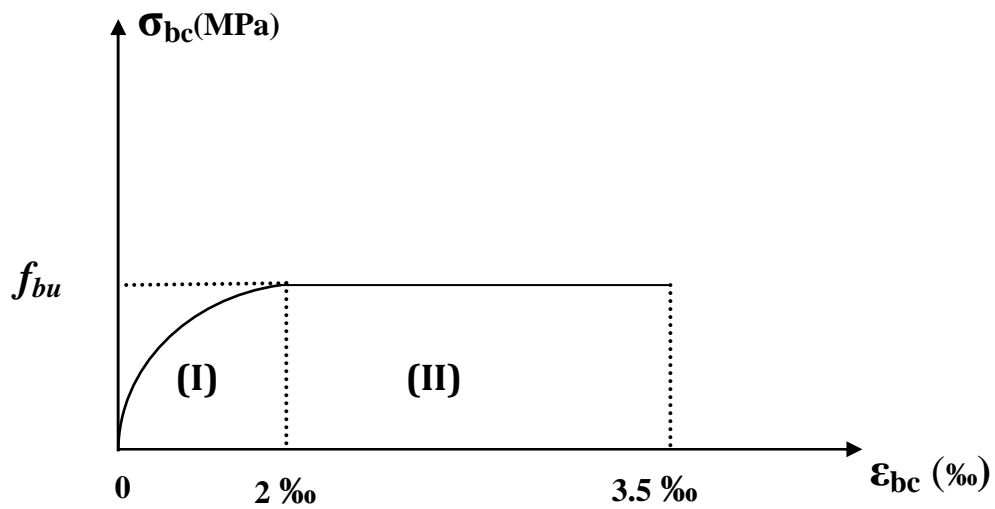


Figure I.3) Diagramme contrainte déformation du béton

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

(I) : Etat élastique.

(II): Etat plastique.

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

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ε_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

Avec E_b : Module de Young (Module d'élasticité).

2) à l'état limite de service(ELS) :

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante

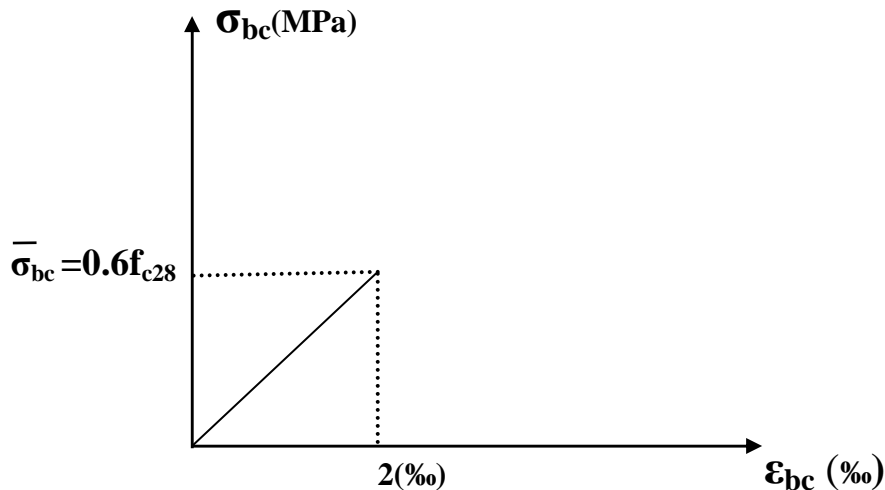


Fig I.4) diagramme de contrainte à l'ELS

I-2.2) ACIERS :

Fer combiné avec du carbone en faible pourcentage et acquérant par la trempe un degré plus ou moins grand de dureté, L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

I-2.2-1) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau I-1): Caractéristiques des Aciers

Barres à haute adhérence	NF A 35-016 NF A 35-019	HA	
Nuance Fe E		400	500
Limite d'élasticité	MPA	400	500
Résistance à la traction	MPA	480	550
Allongement à la rupture	en %	14	12

Treillis soudés	NF A 35-015	TS
Nuance Fe E		500
Limite d'élasticité	MPA	500
Résistance à la traction	MPA	550
Allongement à la rupture	en %	8

I-2.2-2) Module d'élasticité longitudinal :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

I-2.2-3) État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

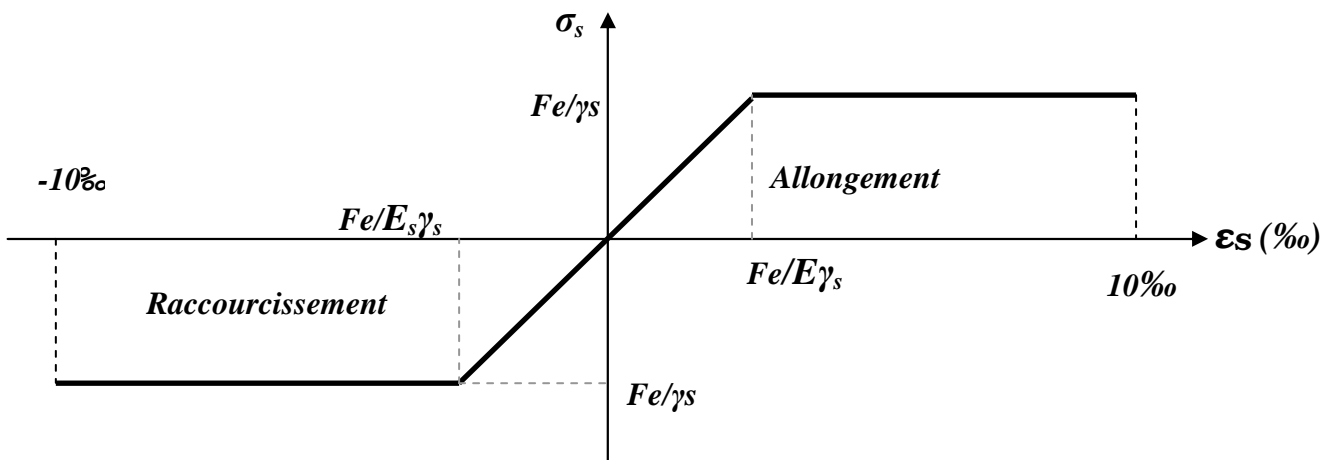


Fig I.5) Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

I-2.2-4) État Limite de Service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3f_e, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2f_e, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.

Avec : η est le coefficient de fissuration.

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

I-2.2-5) Protection des armatures :

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

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

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I-3) HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I-3.1) État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.


I-3.2) État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.



Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

II-1.introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003) et **BAEL91** (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément. Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II-1-1. Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- ✓ Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- ✓ Protéger contre les incendies.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

A-1) Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

ht : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

L max: Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - 25$$

L: La plus grande portée entre axes des poteaux.

AN : Dans le cas de notre bâtiment, on a :

$$L = 500 \text{ cm} \implies L_{\max} = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

Donc :
$$h_t \geq \frac{475}{22,5} = 21,11 \text{ cm.}$$

Pour faciliter l'exécution, et pour des raisons commerciales on adopte la hauteur :

$$h_t = 20 + 4 = 24 \text{ cm}$$

20cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L'épaisseur minimal de la dalle de compression.

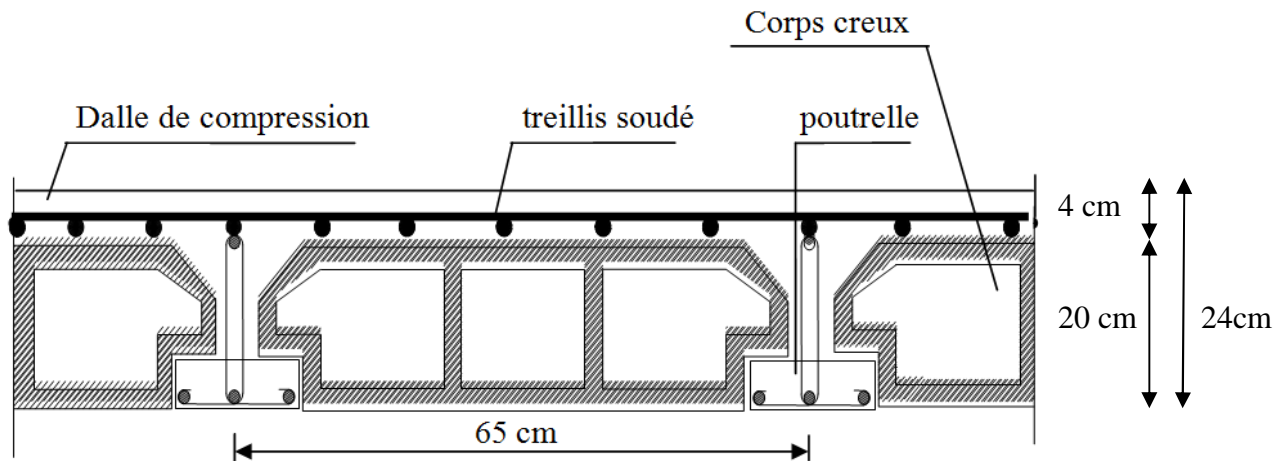


Fig. II-1 Coupe d'un plancher en corps creux

II-1-2. Pré dimensionnement des poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

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

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

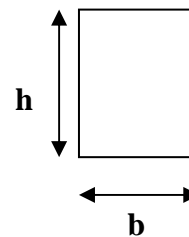


Fig. II-2)
Section d'une poutre

Avec

h : la hauteur totale des poutres.

b: largeur de la poutre.

L_{\max} : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

a) Poutres principales (sens transversal) :

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles se reposent sur des éléments porteurs.

Pour la hauteur h :

$$L_{\max} = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{500 - 25}{15} \leq h \leq \frac{500 - 25}{10} \Rightarrow 31.66 \text{ cm} \leq h \leq 47.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm.

Pour la largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Leftrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

Pour des raisons de sécurité on prend : $b = 30 \text{ cm}$

La section des poutres principales est :

$$\mathbf{b \times h_t = 30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

b) Poutres secondaires (sens longitudinal):

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

La hauteur h :

$$\frac{500 - 25}{15} \leq h \leq \frac{500 - 25}{10} \Rightarrow 31.66 \text{ cm} \leq h \leq 47.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

La largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Leftrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : $b = 30 \text{ cm}$

La section des poutres secondaires est : $b \times h = \mathbf{30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}}$

c) Vérification des conditions :**Pour les poutres principales :**

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $h_t / b = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $h_t / b = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : $30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Poutres secondaires : $30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$.

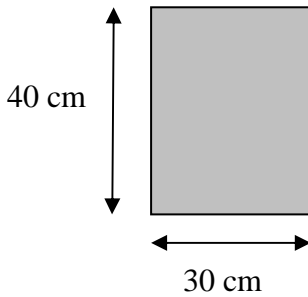


Fig.II-2 : Dimension des Poutre principale

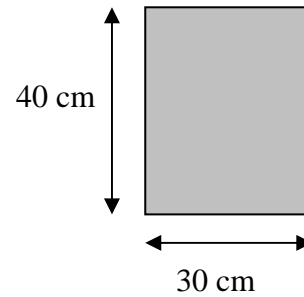


Fig.II-3 : Dimension des poutre secondaire

II-1-3. Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1):

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 charges horizontales.

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

- **L'épaisseur (a) :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$$H_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$a = \max (H_e / 25; H_e / 22; H_e / 20) = H_e / 20.$$

$$a = 266 / 20 = 13,3 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 20 \text{ cm}$

- Vérification des exigences du RPA :

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$L_{\min} \geq 4a$ où L_{\min} : portée minimale des voiles.

$$L_{\min} = 0.80 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ vérifiée}$$

2- L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

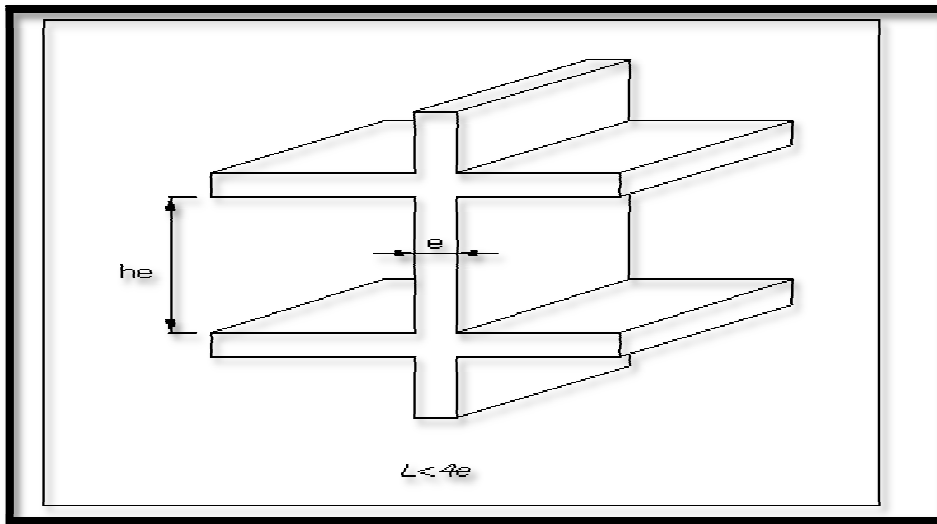


Fig. II.4) : Coupe de voile en élévation

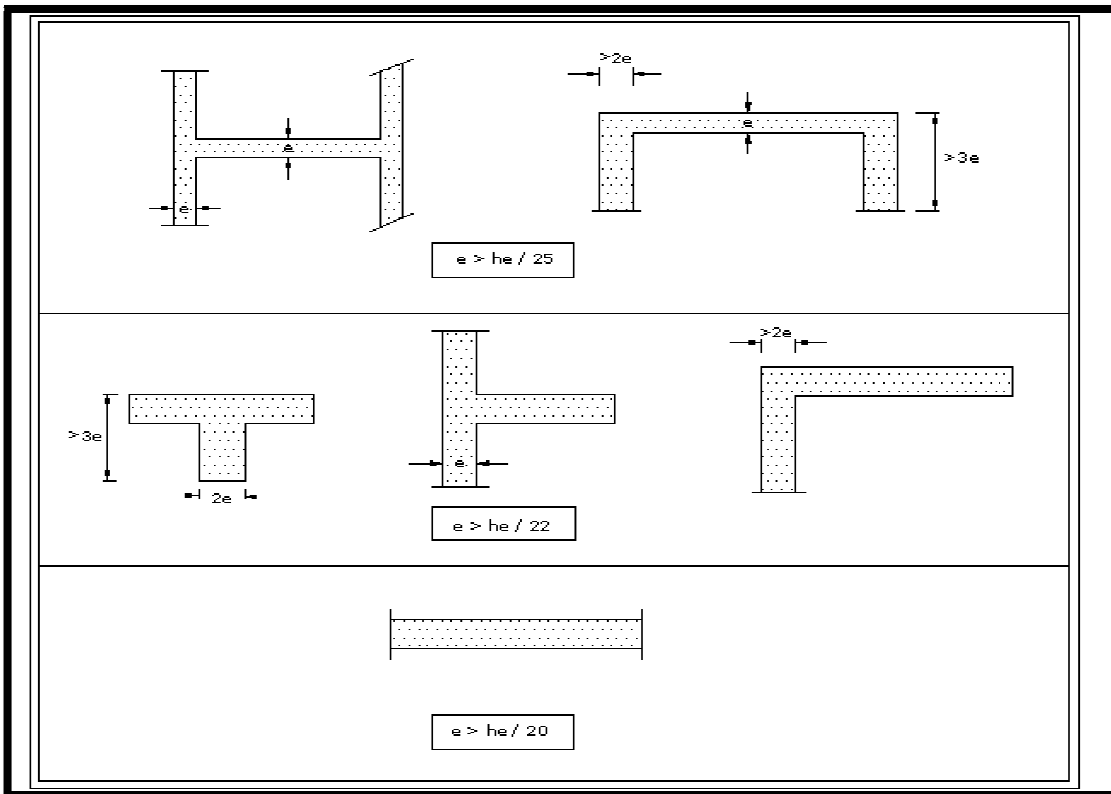


Fig. II.5) : Coupe de voile en plan

Conclusion :

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de 0,95 m donc la condition $L \geq 4a$ est vérifié.

Remarque :

Seuls les voiles vérifiant la condition $L \geq 4a$ participent au contreventement.

II-1-4) Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma}$$

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux avec $N=G+Q$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

σ : Contrainte limite de service du béton en compression : $\sigma = 15$ [MPa]

II-2. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :**II-2-1. Charges permanentes :**

Plancher étages courants (corps creux) :

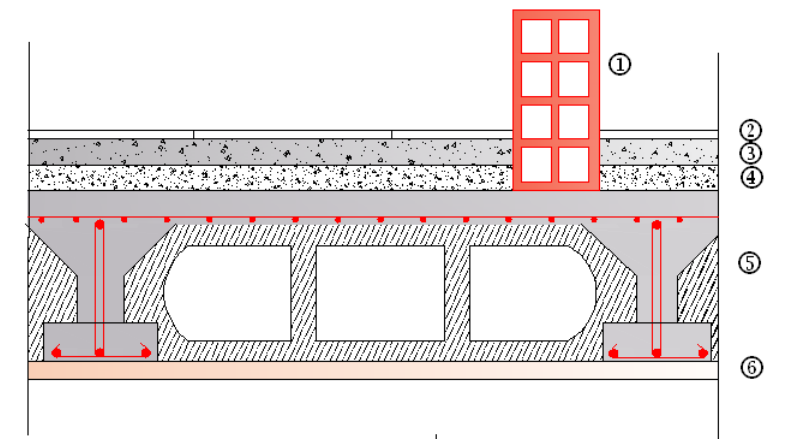


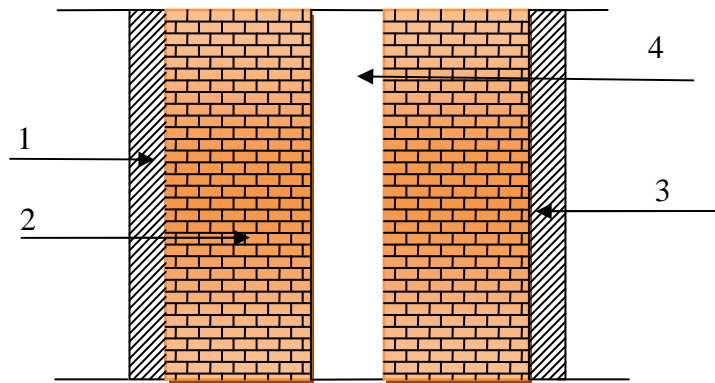
Fig. II.6) : Coupe verticale du plancher étage courant

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Cloison	10	1.00
2. Revêtement en carrelage	2	0.44
3. Mortier de pose	2	0.44
4. Couche de sable	3	0.54
5. Dalle en corps creux	(20+4)	2.85
6. Enduit de plâtre	2	0.20
		Gt = 5.47 KN/ m².

Plancher terrasse inaccessible en corps creux:

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Gravier roulé	5	1
2. Etanchéité multicouche	2	0.12
3. Béton en forme pente	7	1.54
4. Feuille polyane	0,25	0,01
5. Isolation thermique (liège)	5	0.20
6. Plancher à corps creux (16 +4 cm)	/	2.80
7. Enduit en plâtre	2	0,2
		Gt = 5.87 KN/ m².

a) Maçonnerie :➤ **Mur extérieur :****Fig . II.7) : Coupe verticale du mur double cloison****Tableau II-2** : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	1.5	0.27
2. Brique creuse	10	2×0.9
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. Lambe d'aire	5	/
		Gt = 2,27

➤ **Mur intérieur :**

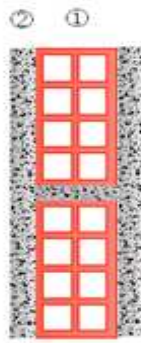


Fig. II.8) Mur intérieur

Tableau II-3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

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

e)l'acrotère :

calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.1)/2)] \times 25$$

$$G = 1.9625 \text{ KN/ml}$$

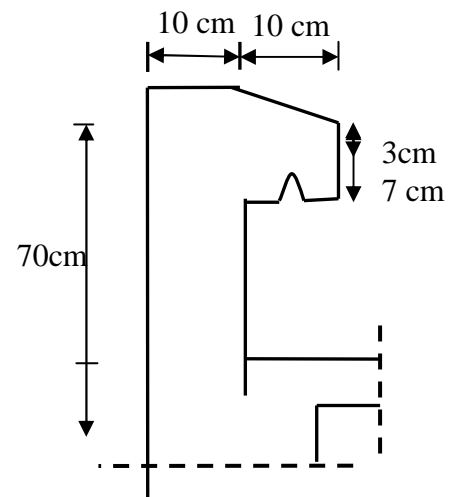


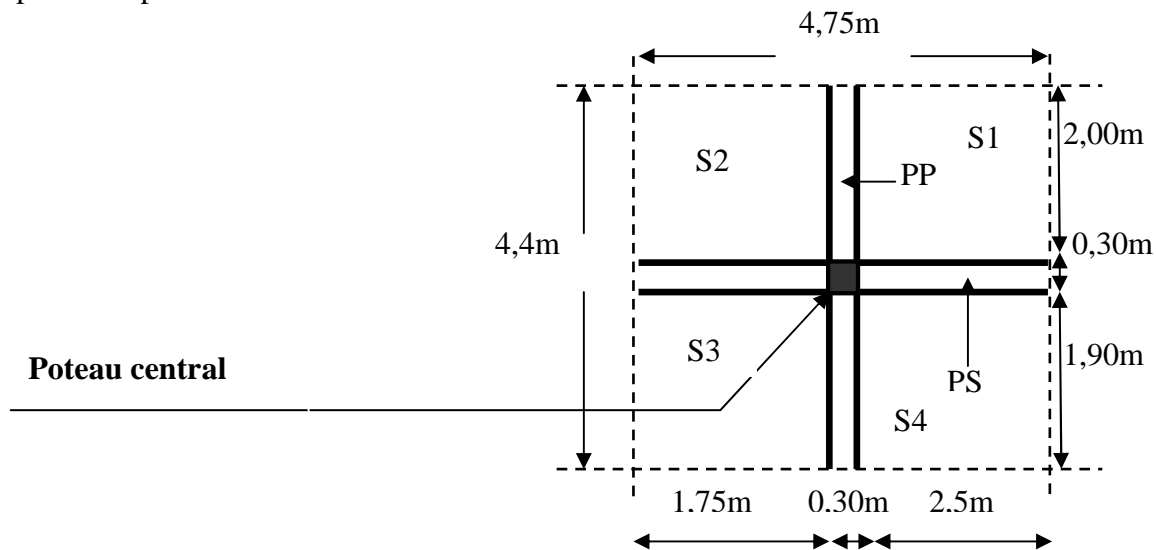
Fig. II-9) schéma statique de l'acrotère

Tableau II-5) Charges d'exploitations :

Elément	Surcharge (KN/m ²)
- Acrotère	1.0
- Plancher d'étage courant	1,5
- Plancher à usage commercial	5,0
- Escalier	2.5
- Plancher à usage de service	2.5

II-2-2 Descente de charge :**II-2-2-1 Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est « *E4* »

**Fig. II.9: surface d'influence du poteau « E4 »**✓ **La surface du plancher revenant aux poteaux centraux :**✓ **Section nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (2,00 \times 2,5) + (1,75 \times 2) + (1,75 \times 1,90) + (1,90 \times 2,5)$$

$$= 16,575 \text{ m}^2.$$

✓ **Section brute :**

$$S_b = 4,55 \times 4,2$$

$$S_b = 19,11 \text{ m}^2$$

II-2-2-2 Calcul des poids propres des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de (25x25) cm² qui correspond à la section minimale exigée par le RPA 99 (version 2003) en cette zone (IIa).

A. poids des planchers :

- Plancher courant : $G_{pc} = (5,47 \times 16,575) = 90,66 \text{ KN}$.

-plancher terrasse : $G_{pc} = (5,87 \times 16,575) = 97,29 \text{ KN}$.

B. Poids des poutres :

- Poutre principale $G_{PP} = (0,30 \times 0,40) \times (1,90+2,00) \times 25 = 11,70 \text{ KN}$

- Poutre secondaire $G_{PS} = (0,30 \times 0,40) \times (2,5+1,75) \times 25 = 12,75 \text{ KN}$

$G_P = 11,70 + 12,75 = 24,45 \text{ KN}$

C. 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 R.D.C : $P_{RDC} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation :

RDC: $Q \times S = 2,5 \times 16,575 = 41,42 \text{ KN}$

Etages courant: $Q \times S = 1,5 \times 16,575 = 24,86 \text{ KN}$

Terrasse: $Q \times S = 1 \times 16,575 = 16,575 \text{ KN}$

II-3 La loi de dégression des charges :

La loi de dégression des surcharge s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étages est supérieur ou égale à 5 .elle est donnée par la formule suivante :

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

Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans la quelle les charges d'exploitions de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous

Pour le toit ou la terrasse Q_0

Pour le dernier étage..... Q

Pour l'étage immédiatement inférieur $0,9Q$

Pour l'autre immédiatement inférieur..... $0,8Q$

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à $0,5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivant

(D'après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage.

Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65

Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 16,575 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 16,575 + 24,86 = 41,43 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 16,575 + 0,95(2 \times 24,86) = 63,91 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16,575 + 0,90(3 \times 24,86) = 83,69 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16,575 + 0,85(4 \times 24,86) = 101,1 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16,575 + 0,80(5 \times 24,86) = 116,01 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 16,575 + 0,75(6 \times 24,86) = 128,44 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 16,575 + 0,71(7 \times 24,86) = 140,13 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 16,575 + 0,68(8 \times 24,86) = 151,81 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 16,575 + 0,66(9 \times 24,86) = 164,24 \text{ KN}$$

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> $N=G+Q$ [KN]	<u>Section du poteau</u> [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		Section trouvée	Section adoptée
9	90,66	24,52	4,78	119,96	119,96	16,575	16,575	136,53	91,02	<u>30x30</u>
8	90,66	24,52	4,78	119,96	239,92	24,86	41,43	281,35	187,56	<u>30x30</u>
7	90,66	24,52	4,78	119,96	359,88	24,86	66,29	426,17	284,11	<u>30x30</u>
6	90,66	24,52	4,78	119,96	479,84	24,86	91,15	570,99	380,66	<u>35x35</u>
5	90,66	24,52	4,78	119,96	599,80	24,86	116,02	715,82	477,21	<u>35x35</u>
4	90,66	24,52	4,78	119,96	719,76	24,86	140,87	860,63	573,75	<u>35x35</u>
3	90,66	24,52	4,78	119,96	839,72	24,86	165,73	1005,45	670,30	<u>40x40</u>
2	90,66	24,52	4,78	119,96	959,68	24,86	190,59	1150,27	766,84	<u>40x40</u>
1	90,66	24,52	4,78	119,96	1079,64	24,86	215,45	1295,09	863,39	<u>40x40</u>
RDC	90,66	24,52	4,78	119,96	1199,60	41,42	256,87	1456,47	970,98	<u>40x40</u>

Tableau II-6 : Dimensionnement des poteaux**Remarque :**

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

II-4) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA**[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

Les dés de calage sont interdits.

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies$ en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \implies$ en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Les sections choisies sont :

Pour le RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage : (40x40) cm²

Pour le 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage : (35x35) cm²

Pour le 7^{eme}, 8^{eme} et 9^{eme} étage : (30x 30) cm²

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

II-5) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement des poteaux.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Avec L_f : Longueur de flambement d'un poteau (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91) ($L_f = 0,7 l_0$)

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

l_0 : Longueur libre de poteau

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

S : section transversale du poteau

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Ce qui donne : $\lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$

- Pour le RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage (poteau 40x40) ; $l_0=3.06\text{m}$; $\lambda = 18.55 < 35$
- Pour le 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage (poteaux 35x35) ; $l_0=3.06\text{ m}$; $\lambda = 21.20 < 35$
- Pour le 7^{eme}, 8^{eme} et 9^{eme} étage (poteaux 30x30) ; $l_0=3.06\text{ m}$; $\lambda = 24.73 < 35$


Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les pré-dimensionnements suivant :

- Les planches : $h_f=24\text{ cm}$
- Les poutres : poutres principales $(30 \times 40)\text{ cm}^2$
Poutres secondaires $(30 \times 40)\text{ cm}^2$
- Les poteaux : le RDC, 1^{er}, 2^{eme} et le 3^{eme} étage : $(40 \times 40)\text{ cm}^2$
Le 4^{eme}, le 5^{eme} et le 6^{eme} étage : $(35 \times 35)\text{ cm}^2$
Le 7^{eme}, le 8^{eme} et le 9^{eme} étage : $(30 \times 30)\text{ cm}^2$
- Les voiles : $e = 20\text{ cm}$

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.



Chapitre III: Calcul des éléments

III-1) Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

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

III-2) Acrotère:

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher toiture, elle a une section trapézoïdale dans les dimensions sont 10cm d'épaisseur ,70cm de hauteur. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire ($1m$).

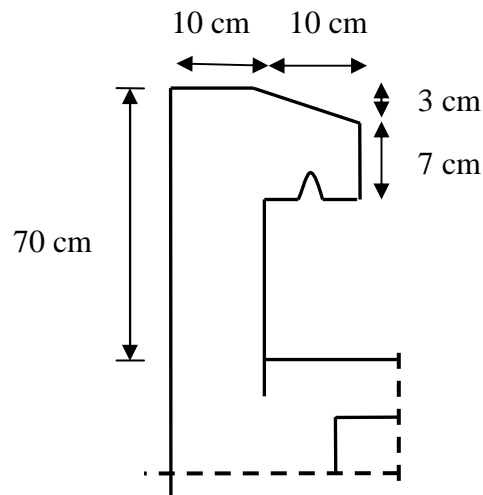


Fig.III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

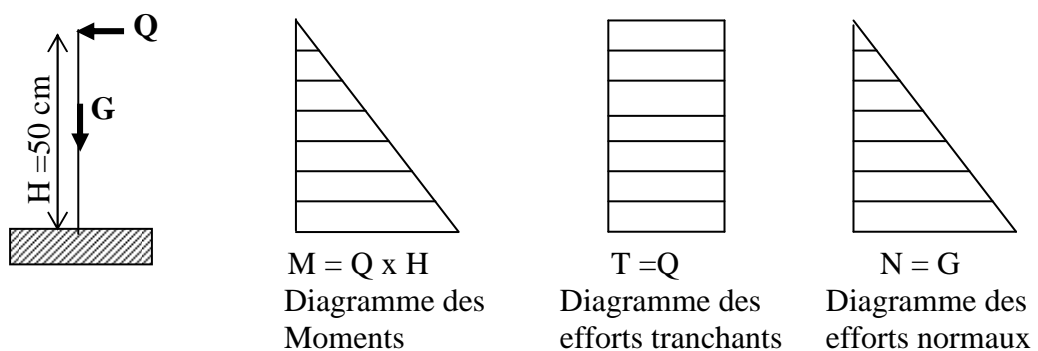
A) Schémas statiques de calcul:

Fig.III-1-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

B) Calcul des sollicitations:

- Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement:

$$G = S \times \rho = [(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1)/2)] = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 1,9625 \text{ KN/ml}}$$

- ρ : masse volumique de béton. (25 KN/m^3)
- S : section transversale de l'acrotère.
- Q : effort horizontal dû à la main courante.

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal à la section d'encastrement :

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant T:

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

C) Combinaison de charges:

- **A l'ELU**, la combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q$

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,9625 = 2,6493 \text{ KN/ml.}$

- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m.}$

- Effort tranchant T : $T_u = 1,50 Q = 1,50 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$

- **A l'ELS**, la combinaison de charges est: $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,9625 \text{ KN/ml.}$

- Moment de renversement : $M_s = 0,7 \text{ KN.m.}$

- Effort tranchant T ; $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

D) Ferrailage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression N et un moment fléchissant M).

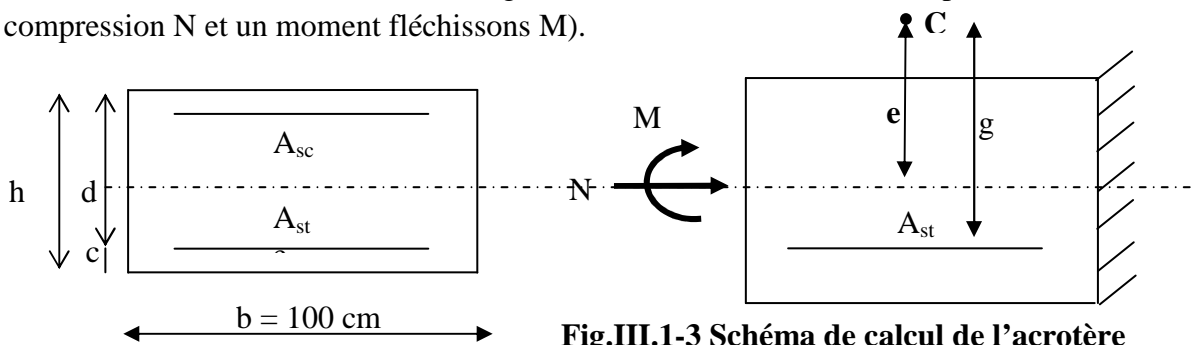


Fig.III.1-3 Schéma de calcul de l'acrotère

$$b = 100 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2,6493 \text{ KN/ml}, M_u = 1,05 \text{ KN.m}$$

b : longeur unitaire qui est égale à 1m.

c: centre de pression.

h: hauteur de la section.

d = h - c : est hauteur utile.

e : excentricité.

g : la distance entre le centre de pression C et le centre de gravité des armatures tendues.

E) Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.6493} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

Verification:

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis elle se ramène à la flexion composée.

F) Calcul d'armatures en flexion simple:

Moment fictif :

$$g = e_u + h/2 - c = 39 + 5 - 3 = 41 \text{ cm} = 0,41 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 2,6493 \times 0,41 = 1,0862 \text{ KN.m}$$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$$= \frac{1,0862 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,0156 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0114 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,0862 \times 10^6}{0,992 \times 70 \times 348} = 44,95 \text{ mm}^2 = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,44 \text{ cm}^2$$

G) Calcul d'armatures en flexion composée:

$$\text{La section réelle d'armatures: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,44 \times 10^2 - \frac{2,6493 \times 10^3}{348} = 36,38 \text{ mm}^2$$

$$A = 0,36 \text{ cm}^2$$

H) Vérification à l'ELU :

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99]

$$A_{\min}/bd \geq 0,23x \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{d'ou} \quad A_{\min}=0,23x b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}=0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A=A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2.515cm², espacés de 20 cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,515}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend **2×4HA8/ml** = 2.012 cm² espacées de 25 cm

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

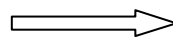
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

On a : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} ; \quad T_u = 1,5 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se.} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se.} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi \quad \left. \begin{array}{l} \\ n : \text{Le nombre de barres.} \end{array} \right\} \Longrightarrow \underline{\text{A.N.}}: \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,05 \times 10} = 0,236 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,236 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \underline{\text{Condition vérifiée.}}$$

- Vérification de l'ancrage des barres :

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

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

$$\underline{\text{A.N.}}: \quad L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit :} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4 \cdot L_{se} = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

$$\text{On prend :} \quad L_a = 12 \text{ cm}$$

D) vérification des contraintes à l'ELS:

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

- Dans l'acier :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(200 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right\}$$

$$= \min \left\{ 266,66 ; \max(200 ; 201,63) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{On a :} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,2871$$

$$\rho = 0,2871 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,915 \quad \Longrightarrow \quad k_1 = 43,82$$

$$\mathbf{K = 1/k_1 = 1/43,82 = 0,023}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2.012} = 54,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54,32}{43,82} = 1,239 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\eta = 1,6 : \text{Fissuration préjudiciable, (acier HA), } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

J) vérification au cisaillement : [Art.A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99] :

La fissuration étant préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

la vérifications effectuée à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

τ_u : la contrainte tangentielle du béton.

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

On a bien : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

K) Calcul de la longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit se calcule en utilisant la formule suivante : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s}$

On a :

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

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Donc on prend : $L_s = 30 \text{ cm}$

L) vérification au séisme :

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée. [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**

W_p : poids de l'acrotère, égal à **1,9625 KN/ml**

F_p = 4x 0,15x 0,8x 1,9625 = 0,942 KN < Q = 1 KN/ml..... condition vérifié.

Note :

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

Conclusion : dans notre cas l'acrotère est ferrillé par :

- Armatures principales A = 5HA8 = 2,51 cm², esp = 20 cm
- Armatures de répartition Ar = 2x4HA8 = 2,01cm², esp = 25 cm.

III-3) calcul d'escaliers :**III-3-1) Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place

- escalier à trois volés avec deux paliers intermédiaires

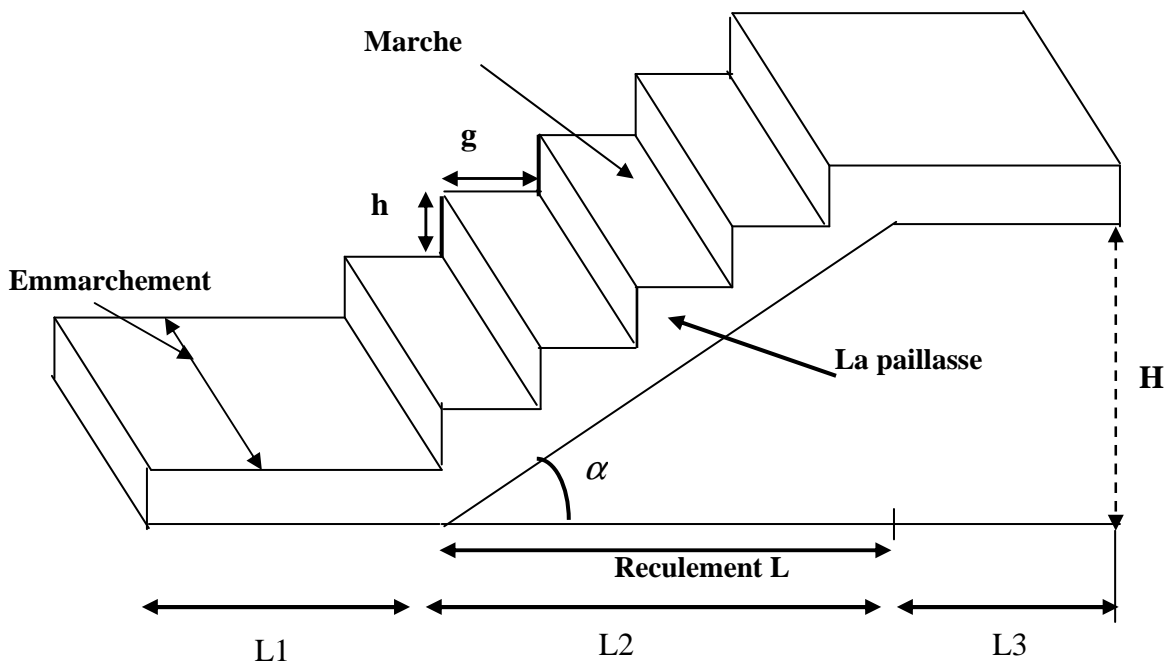
III-3-2) Terminologie :

Fig III-3.1) Terminologie de l'escalier

Marche : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur **g (giron)**

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Le nombre de marches s'écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : **n** : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Contremarche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

L'embranchement : représente la largeur (**W**) de la l'escalier.

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

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

Palier intermédiaire ou de repos L_p :

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $L_p \geq 3g$

Paillasse : dalle inclinée supportant les marches.

La Volée :

C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.
(Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

Reculement (L) :

Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.

Revêtement de l'escalier :

Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol.....

III-3-3) pré dimensionnement :

Présentation schématique :

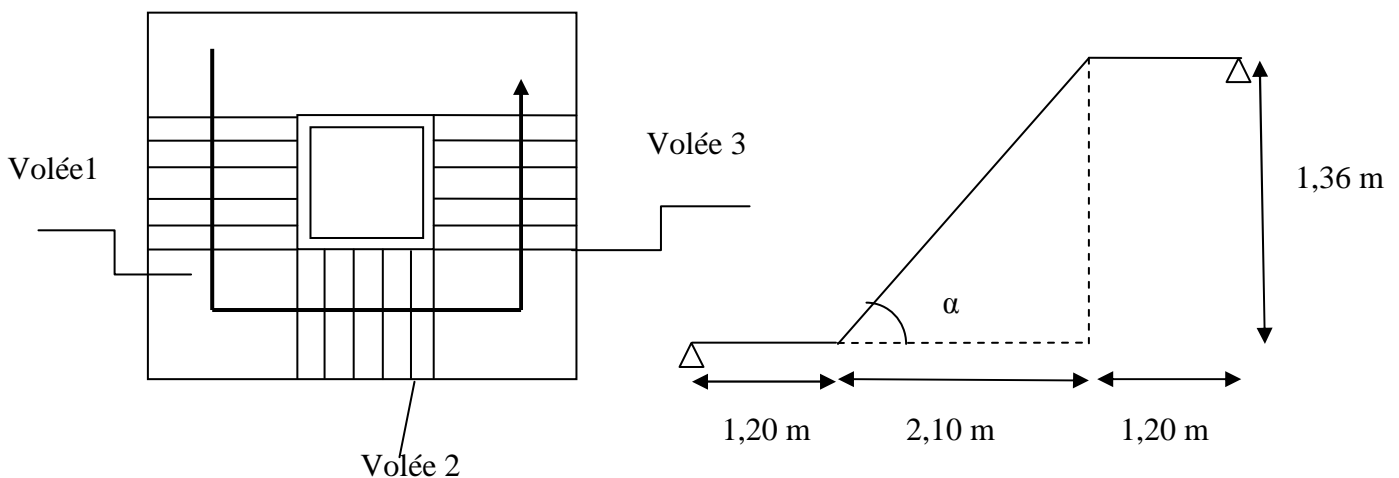


Fig III-3.2) Présentation schématique des escaliers

Pré dimensionnement des marches :

Le pré dimensionnement des d'escalier consiste à déterminer :

- ✓ Le nombre des marches (n).
- ✓ La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- ✓ L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

a) Calcule de n, h et g :

La hauteur de la marche h :

On a $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on prend **$h=17 \text{ cm}$**

Nombre de marches n:

$$n = H/h = 306/17 = 18 \text{ marches}$$

Le giron g:

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

Prédimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par :

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

Avec

L_0 : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L_0 = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0,65 \Rightarrow \alpha = 32,93^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{210}{\cos 32,93} = 250,2 \text{ cm}$$

$$L_0 = 120 + 250,2 + 120 = 490,2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{490,2}{30} \leq e_p \leq \frac{490,2}{20} \Rightarrow 16,34 \text{ cm} \leq e_p \leq 24,51 \text{ cm}$$

Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur **$e_p=20\text{cm}$** .

Remarque :

Etant donné que, on a les mêmes distances et le même nombre de marches pour les trois volées on calcul une seule fois la paillasse et on adopte le même ferrailage.

B) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

➤ **les charges permanentes :****Le palier :**

Eléments	Poids (KN/ m ²)
-poids propre de la dalle pleine en BA	25×0,2=5,00
-poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2)	1,44
Charge permanente totale	G₁=6,44

La volée :

Eléments	Poids (KN/ m ²)
-poids propre de la paillasse	(25×0,2)/cosα=5,95
-poids des marches	(25×0,2)/2=2,5
-poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit)(0,44+0,4+0,4+0,2)	1,44
Charge permanente totale	G₂=9,89

➤ **les charges d'exploitation :**

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

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

Combinaison de charges :

❖ **ELU :** $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$

Palier: $q_{u1} = (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,44 \text{ KN/ml}$

Volée: $q_{u2} = (1,35 \times 9,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 17,10 \text{ KN/ml}$

❖ **ELS :** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

Palier: $q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,94 \text{ KN/ml}$

Volée: $q_{s2} = (9,89 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,39 \text{ KN/ml}$

Calcul des moments et effort tranchante à l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

Etude des paillasses

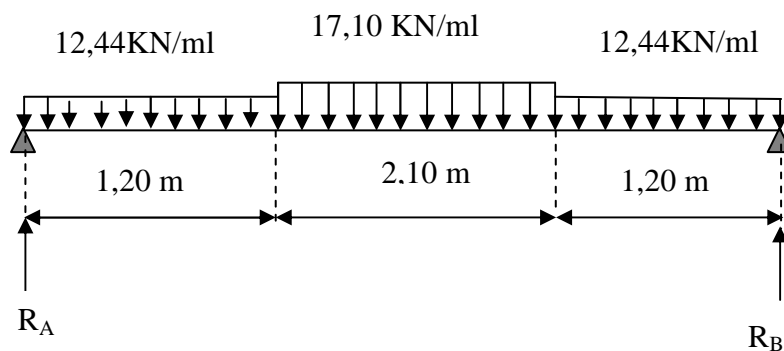


Fig III-3.3) : Diagramme de chargement de la paillasse

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (12,44 \times 1,20) + (17,10 \times 2,10) + (12,44 \times 1,20) = 65,76 \text{ KN}$$

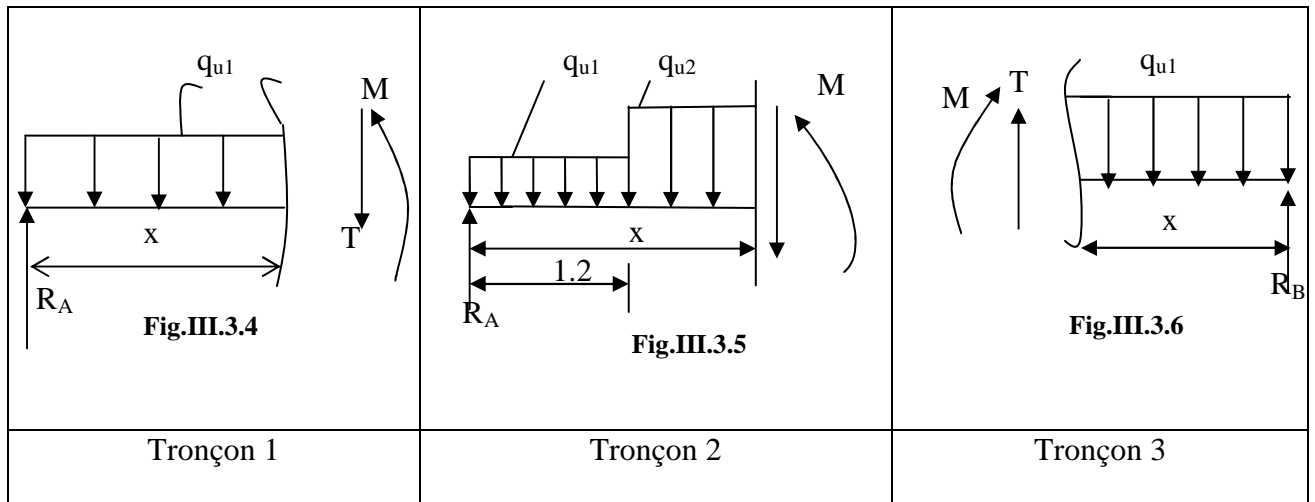
$$R_A + R_B = 65,76 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 ; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 12,44 \times 1,20 \times 0,60 + 17,10 \times 2,10 \times 2,25 + 12,44 \times 1,20 \times 3,90 = 4,5 R_B$$

Donc: $R_A = 32,88 \text{ KN}$

$$R_B = 32,88 \text{ KN.}$$



Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,2$	$-12,44X + 32,88$	$32,88X - 6,22X^2$	0	32,88	0
			1,2	17,95	30,50
$1,2 \leq X \leq 3,3$	$-17,10X + 38,47$	$-8,55X^2 + 38,47X - 3,35$	1,2	17,95	30,50
			3,3	-17,95	30,50
$0 \leq X \leq 1,2$	$12,44X - 32,88$	$-6,22X^2 + 32,88X$	0	-32,88	0
			1,2	-17,95	30,50

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- M (appuis) = $- 0.3 M \text{ max} = - 0,3 \times 30,50 = - 9,15 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- M_t (travée) = $0.85 M \text{ max} = 0,85 \times 30,50 = 25,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$

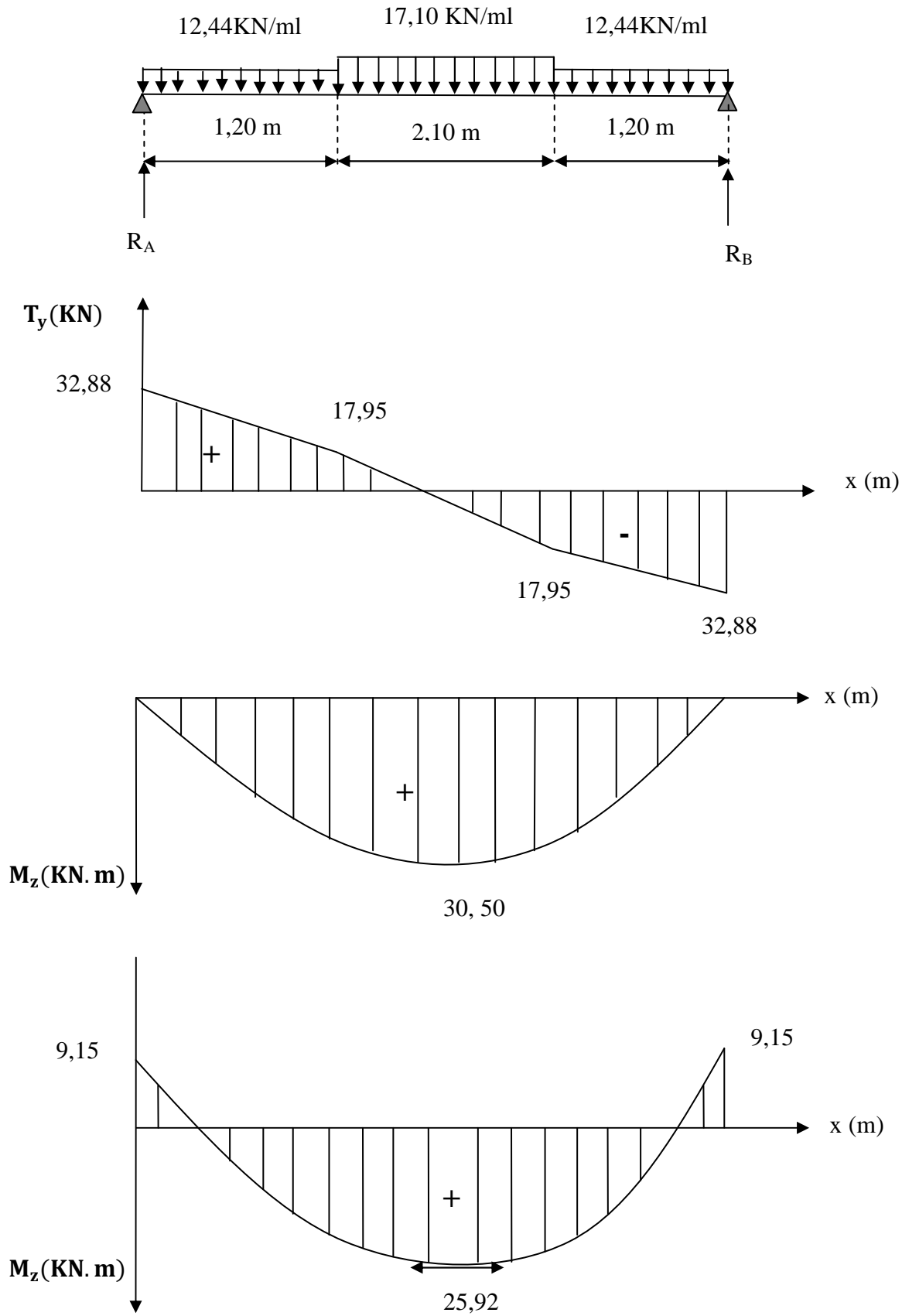


Fig III.3.7 : Diagrammes des moments et des efforts internes

III-3-4) Calcul des armatures à l'ELU:**A) Armatures principales :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

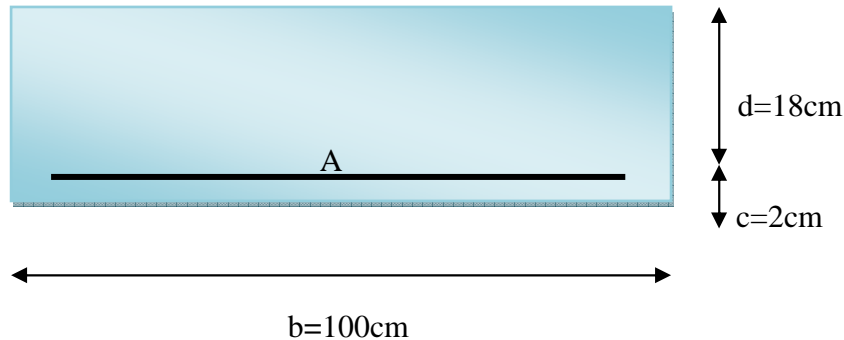


Fig III-3.8) une section rectangulaire d'une bande de

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,15 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,020 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé).}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,15 \cdot 10^2}{0,990 \times 18 \times 34,8} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/ml = 3,92 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{25,92 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,056 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{25,92 \cdot 10^2}{0,971 \times 18 \times 34,8} = 4,26 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12/ml = 5,65 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**

B) Armatures de répartition:

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/ml = 3,92cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

- **En travée :**

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

Soit : **5HA10/ml = 3,92 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

C) vérifications à l'E.L.U :

1) Espacement des armatures :

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

Armatures principales → **St < min {3h ; 33cm}**

$$St=20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

Armatures de répartition → **St < min {4h ; 45cm}**

$$St=20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$$

2) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T^{\text{max}}}{b.d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{30,50 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,169 \text{ MPa.}$$

La fissuration est non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,169 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3) :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de : $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,50 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } l_s = 43 \text{ cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers H.

$$L_c = 0,4 l_s = 17,2 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 18 \text{ cm}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 100 \times 25 / 1,5 = 10800 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 30,50 \text{ KN} < T_u = 10800 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-5) Calcul à l'E.L.S :

Palier: $q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1\text{m} = 8,94 \text{ KN/ml}$
Volée: $q_{s2} = (9,89 + 2,5) \times 1\text{m} = 12,39 \text{ KN/ml}$
Les réactions d'appuis :

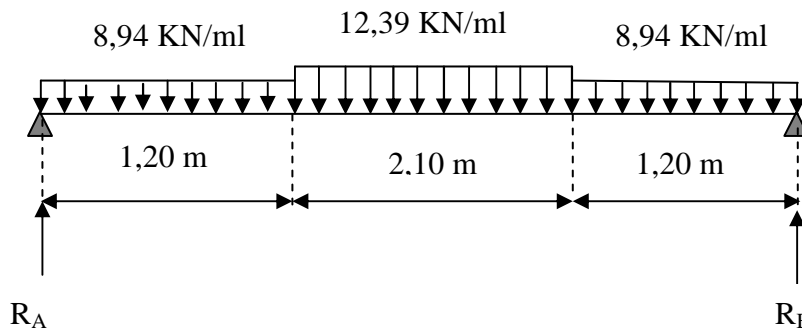


Fig III-3.9) Schéma statique à l'ELS

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (8,94 \times 1,20) + (12,39 \times 2,10) + (8,94 \times 1,20) = 47,47 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 47,47 \text{ KN} \quad \Sigma M/A = 0 ; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 8,94 \times 1,20 \times 0,60 + 12,39 \times 2,10 \times 2,25 + 8,94 \times 1,20 \times 3,90 = 4,5 R_B$$

Donc: $R_A = 23,73 \text{ KN}$

$R_B = 23,74 \text{ KN}.$

<p>Fig.III.3.10</p>	<p>Fig.III.3.11</p>	<p>Fig.III.3.12</p>
Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3

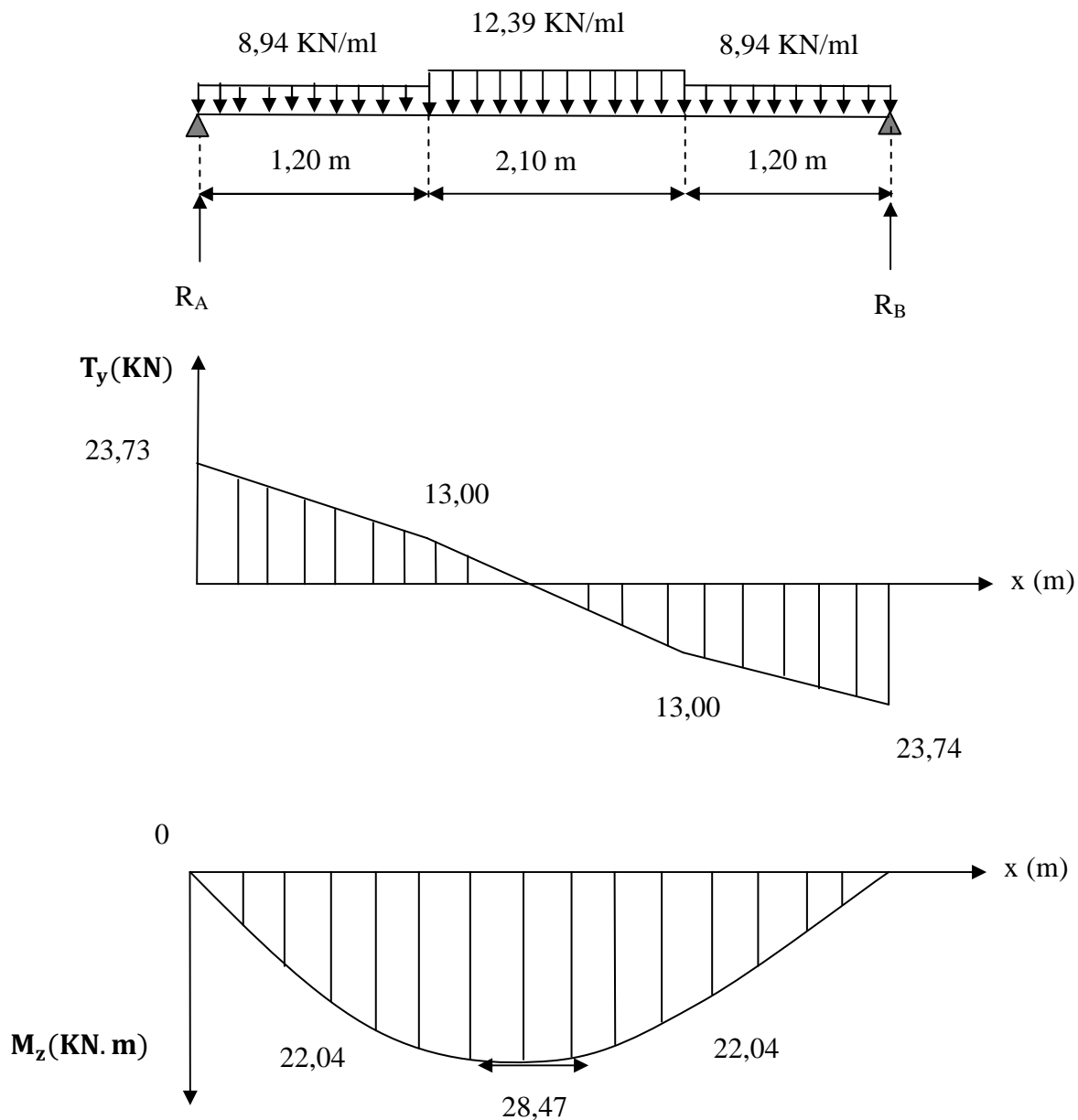
Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 ≤ X ≤ 1,2	-8,94 X + 23,73	-4,47 X ² + 23,73 X	0	23,73	0
			1,2	13,00	22,04
1,2 ≤ X ≤ 3,3	-12,39 X + 27,87	-6,20 X ² + 27,88 X + 3,94	1,2	13,00	28,47
			3,3	-13,00	28,43
0 ≤ X ≤ 1,2	8,94 X - 23,74	-4,47 X ² + 23,74 X	0	-23,74	0
			1,2	-13,00	22,04

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = - 0.3 M \text{ max} = - 0,3 \times 28,47 = - 8,54 \text{KN} \cdot \text{m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0.85 M \text{ max} = 0,85 \times 28,47 = 24,20 \text{KN} \cdot \text{m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant



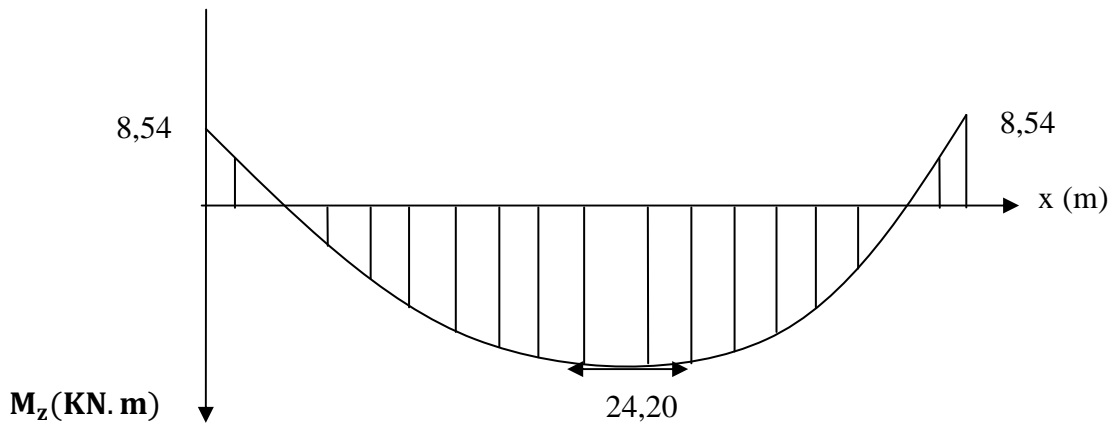


Fig.III.3.12: *Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS*

III-3-6) Vérification à l'E.L.S :

a) A l'état limite d'ouverture des fissurations :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) A l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

En appui :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 18} = 0,218$$

$$\text{Tableau } \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,925 \\ k_1 = 51,67 \end{array} \right.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{8,54 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 392} = 130,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 130,84 / 51,67 = 2,53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

$$\text{Tableau } \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,912 \\ k_1 = 41,82 \end{array} \right.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{24,20 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 260,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 260,91 / 41,82 = 6,24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

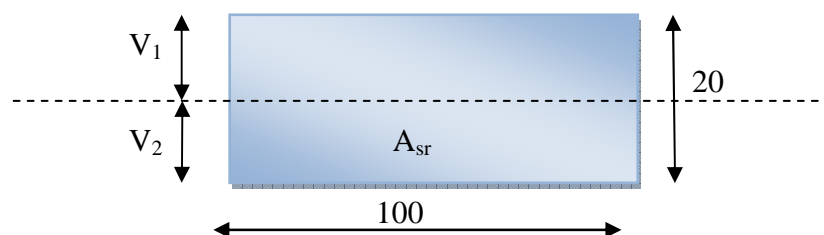
M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification de la flèche.



➤ **Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée:**

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{/xx} = \left[\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 \right] = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{sr} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^3) + 15 [5,65 (9,68 - 2)^2] = 71870,22 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{5q_s l^4}{384 E_{v28} I_0}$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa} \quad E_{v28} : \text{module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$F = \frac{5 \times 12,39 \times (4,50)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,87 \times 71870,22 \times 10^{-2}} = 0,0085 \text{ m} = 0,85 \text{ cm}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

$$F = 0,85 \text{ cm} < \bar{F} = 0,90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Remarque : On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux

III-4) Calcul de la poutre palière :

Le palier intermédiaire de l'escalier repose sur une poutre semi encastrée dans les poteaux dite poutre-palière.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.

III-4-1) Pré dimensionnement :

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

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

- Avec :**
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=450\text{cm}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

On opte pour : **h = 35cm**

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **b = 30 cm**

✓ Vérification des conditions sur RPA 99:

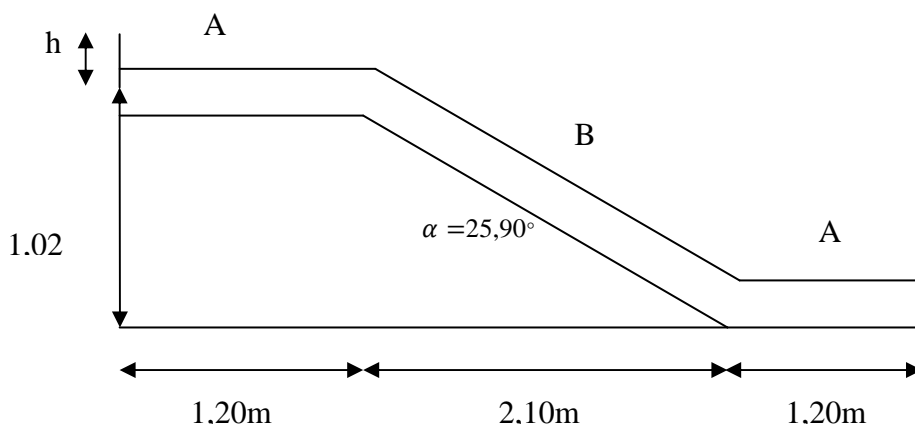
$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 1.16 < 4$$

⇒ **Toutes les conditions sont Vérifiées.**

Section adoptée : (30x35) cm²

**A /Détermination des Charges et surcharges :**

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2,27\text{KN}/\text{M}^2$).

✓ Poids propre de la poutre :

- Parties A et C : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625\text{KN}/\text{ml}$.
- Partie B : $0,3 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 25,90} = 2,91\text{KN}/\text{ml}$.

- ✓ **Chargement dû aux réactions du palier :**
 - Parties A et C : 32,88 KN/ml.
 - Partie B : 0
- ✓ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**
 - Partie A: $2,27 \times 2,45 = 5,56 \text{KN/ml}$.
 - Partie C : $2,27 \times 1,02 = 2,32 \text{KN/ml}$
 - Parties B: On aura un chargement trapézoïdale
 Point ①: 5,56KN/ml ; Point ②: 2,32KN/ml.

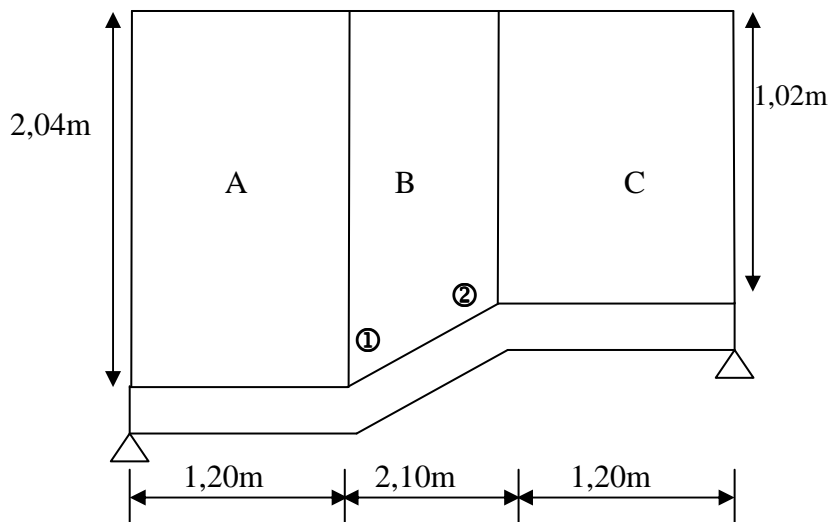


Fig : Répartition des Chagres

B/calcul des efforts internes :

1) **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + \frac{2Tu}{L}$$

- **Partie A:** $q_u = 1,35(2,625 + 5,56) + \frac{2 \times 32,88}{4,5} = 25,66 \text{KN/ml}$.
- **Partie C:** $q_u = 1,35(2,625 + 2,32) + \frac{2 \times 32,88}{4,5} = 21,29 \text{KN/ml}$.
- **Partie B:**
 - Point 1 : $q_u = 1,35(2,91 + 5,56) + 0 = 11,43 \text{KN/ml}$.
 - Point 2: $q_u = 1,35(2,92 + 2,32) + 0 = 7,07 \text{KN/ml}$.

On adopte pour la partie B: $q_u = 11,43 \text{KN/ml}$.

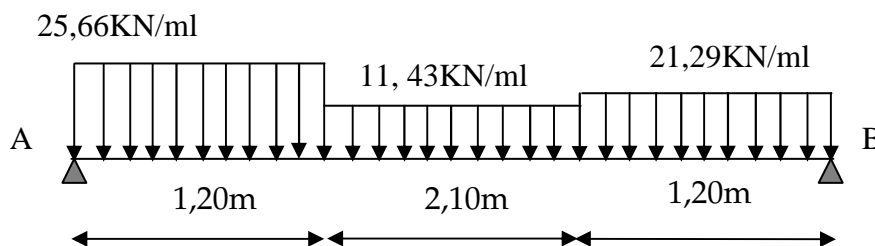


Fig : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 25,66 \times 1,20 + 11,43 \times 2,10 + 21,29 \times 1,20$$

$$R_A + R_B = 80,35 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$(25,66 \times 1,20 \times 0,6) + (11,43 \times 2,10 \times 2,25) + (21,29 \times 1,20 \times 3,9) = R_B \times 4,50$$

$$R_B = 38,25 \text{ KN et } R_A = 42,10 \text{ KN.}$$

➤ 1^{er} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1,20\text{m}$

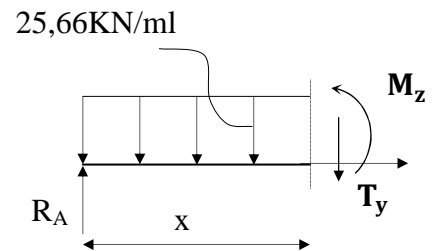
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -12,83 x^2 + 42,10x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,20 \rightarrow M_z = 32,05 \text{ KN.m}$

$$T_y = -25,66x + 42,10$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 42,10 \text{ KN.}$
- Pour $x=1,20 \rightarrow T_y = 11,31 \text{ KN.}$



➤ 2^{eme} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 2,1\text{m}$

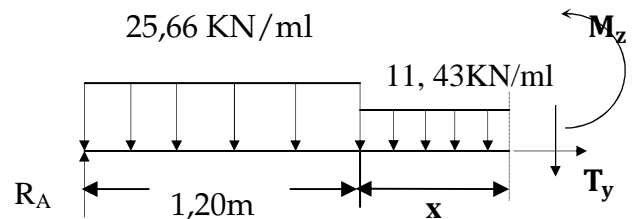
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -5,72x^2 + 11,31x + 32,04$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 32,05 \text{ KN.m}$
- Pour $x=2,1 \rightarrow M_z = 30,56 \text{ KN.m}$

$$T_y = -11,43x + 11,31$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 11,31 \text{ KN}$
- Pour $x=2,1 \rightarrow T_y = -12,70 \text{ KN}$



➤ 3^{eme} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1,2\text{m}$

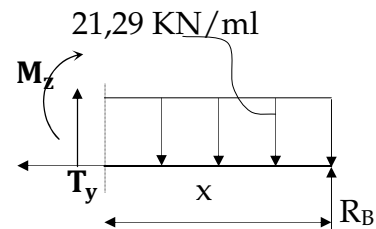
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -10,64x^2 + 38,25x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,2 \rightarrow M_z = 30,57 \text{ KN.m}$

$$T_y = 21,29x - 38,25$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -38,25 \text{ KN.}$
- Pour $x=1,2 \rightarrow T_y = -12,70 \text{ KN.}$



Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad 21,29x - 38,25 = 0$$

M_z Atteint la valeur max à $x=1,80\text{m}$

$$M_z^{\text{max}} = -5,72(1,80)^2 + 11,31(1,80) + 32,04 = 33,86 \text{ kn.m}$$

On obtient:

$$M_z^{\text{max}} = 33,86 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 33,86 = -10,16 \text{Kn.m.}$

-En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 33,86 = 28,78 \text{Kn.m.}$

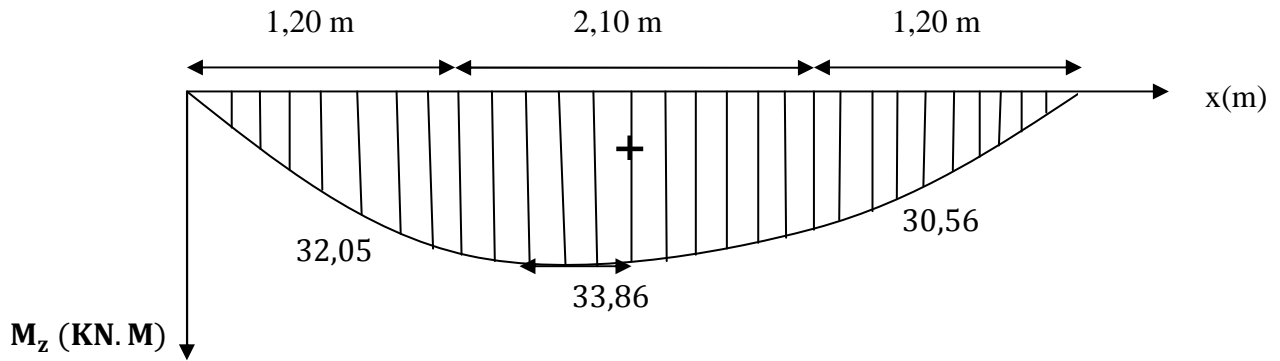


Diagramme des moments fléchissant

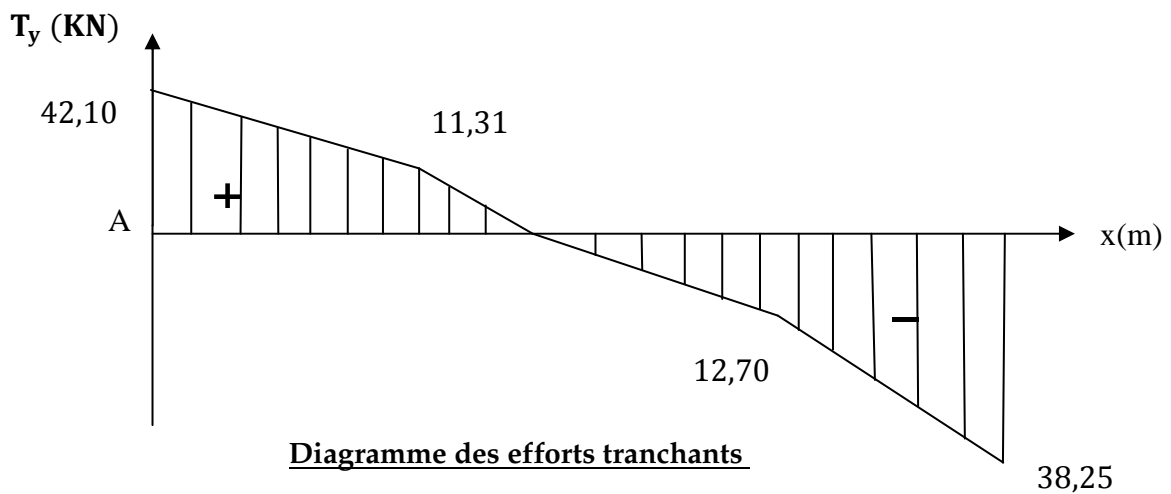


Diagramme des efforts tranchants

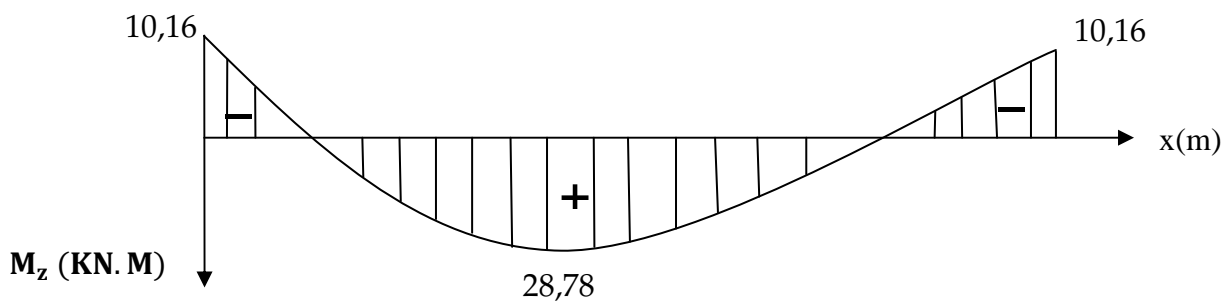


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

III-4-2) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $Ma_{\max} = 10,16 \text{ KN.m}$

- $Mt_{\max} = 28,78 \text{ Kn.m}$

➤ **En travée**

Le moment max en travée est : $Mt_{\max} = 28,78 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28,78 \times 10^5}{30 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.066 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.066 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28,78 \times 10^5}{0.966 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2,67 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA14=4,62cm²**

➤ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $Ma_{\max} = 10,16 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,16 \times 10^5}{30 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0,023 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,16 \times 10^5}{0,988 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0,948 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12=3,39 cm²**

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ total} = 3\text{HA12} + 3\text{HA14} = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

1) **Vérification à l'ELU**

a) **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} \quad \underline{\text{Donc}} : \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

✓ **Calcul de τ_u :**

$$V_{\max} = 32,88 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{32,88 \times 10^3}{300 \times 320} ; \underline{\text{Donc}} : \tau_u = 0,34 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :
(Art.A.6.1, 3 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \underline{\text{Avec}} : \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

✓ **Calcul de τ_{se} :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,88 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113,1} \quad \underline{\text{Donc}} : \tau_{se} = 1,01 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 40.61 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.
D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_a = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$.

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**❖ Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91) :**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{32,88 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0.95 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots \dots$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 32,88 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 320} = 0,76 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

g) Calcul des armatures transversales :**➤ Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91) :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{ soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 4HA8 = 2,1 \text{ cm}^2$

- Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91 :

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(28,8 ; 40\text{cm}) = 33,3\text{cm}$$

- Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003) :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1,2\right\} = \min(7,5\text{cm} ; 14,4\text{cm}) = 7,5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(33,33\text{cm} ; 7,5\text{cm}) = 7,5\text{cm}.$$

On opte pour $S_{t \max} = 10\text{cm}$.

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}.$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(33,3\text{cm} ; 17,5\text{cm}) = 17,5\text{cm}$$

On opte pour $S_{t \max} = 20\text{cm}$

- Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0,003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,575 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1,22 / BAEL91) :

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL}$$

III-4-3) Vérification à l'ELS : $V_{\max} = 23,74\text{kn}$

1) -Combinaison de charges à l'ELS :

$$\text{Partie A : } q_s = (2,625 + 5,56) + \frac{2 \times 23,74}{4,5} = 18,74 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Partie C : } q_s = (2,625 + 2,32) + \frac{2 \times 23,74}{4,5} = 15,50 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Partie B: } \text{Point 1 : } q_s = (2,625 + 5,56) + 0 = 8,18 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Point 2: } q_s = (2,625 + 2,32) + 0 = 4,95 \text{ KN/ml.}$$

On adopte pour la partie B: $q_s = 8,18 \text{ KN/ml}$.

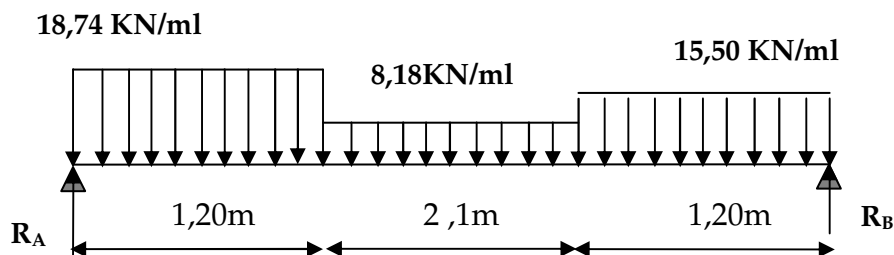


Fig. Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.

2)-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 18,74 \times 1,20 + 8,18 \times 2,1 + 15,50 \times 1,2.$$

$$R_A + R_B = 58,27 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$18,74 \times 1,20 \times 0,6 + 8,18 \times 2,1 \times 2,25 + 15,50 \times 1,20 \times 3,9 = R_B \times 4,5$$

$$R_B = 27,70 \text{ KN et } R_A = 30,57 \text{ KN.}$$

➤ 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 1,20m$

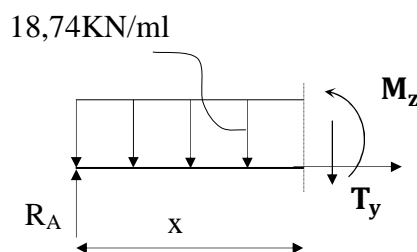
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -9,37 x^2 + 30,57x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,20 \rightarrow M_z = 23,20 \text{ KN.m}$

$$T_y = -18,74x + 30,57$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 30,57 \text{ KN.}$
- Pour $x=1,20 \rightarrow T_y = 8,08 \text{ KN.}$

**➤ 2^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 2,1m$**

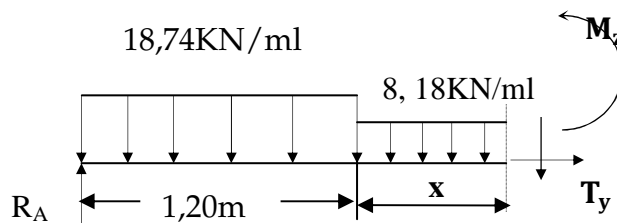
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -4,09x^2 + 8,08x + 23,20$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 23,20 \text{ KN.m}$
- Pour $x=2,1 \rightarrow M_z = 22,13 \text{ KN.m}$

$$T_y = -8,18x + 8,08$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 8,08 \text{ KN}$
- Pour $x=2,1 \rightarrow T_y = -9,10 \text{ KN}$

**➤ 3^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 1,2m$**

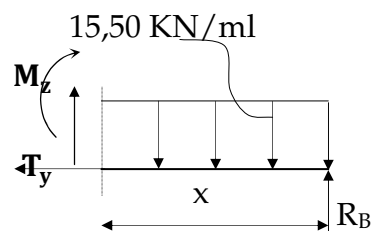
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -7,75x^2 + 27,70x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,2 \rightarrow M_z = 22,08 \text{ KN.m}$

$$T_y = 15,50x - 27,70$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -27,70 \text{ KN.}$
- Pour $x=1,2 \rightarrow T_y = -9,10 \text{ KN.}$



Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$
 $T_y = 0 \quad 15,50x - 27,70 = 0$

M_z Atteint la valeur max à $x = 1,78\text{m}$

$$M_z^{\max} = -4,09(1,78)^2 + 8,08(1,78) + 23,20 = 24,62\text{kn.m}$$

On obtient:

$$M_z^{\max} = 24,62\text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 24,62 = -7,39\text{Kn.m.}$

-En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 24,62 = 20,93\text{Kn.m.}$

3)-Diagramme des moments à l'ELS :

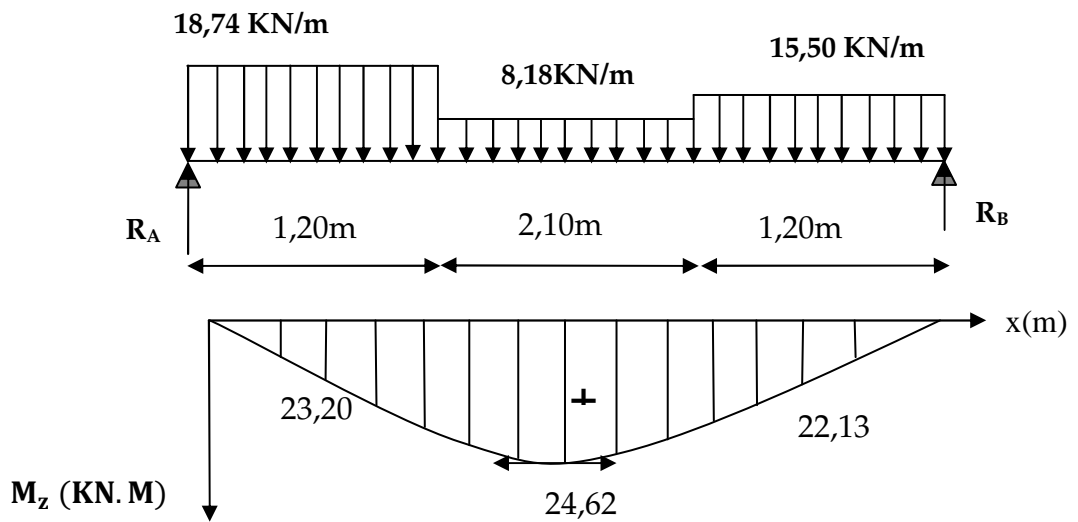


Diagramme moment fléchissant

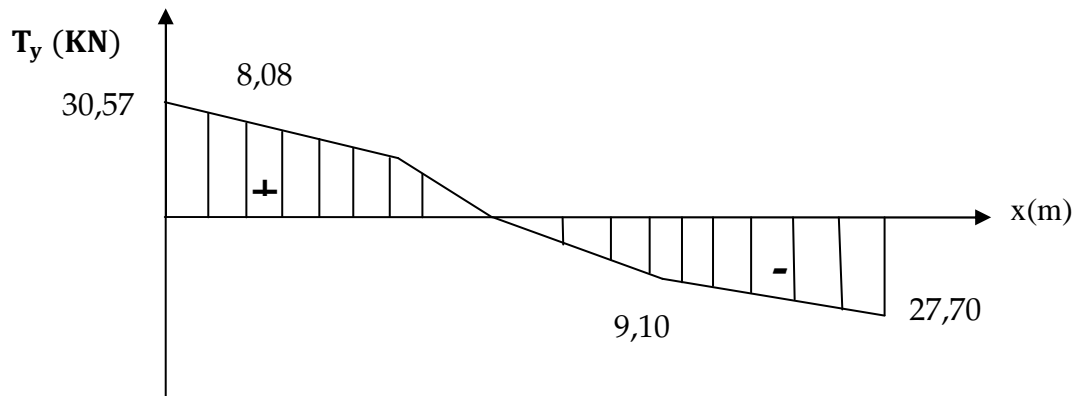


Diagramme des efforts tranchants

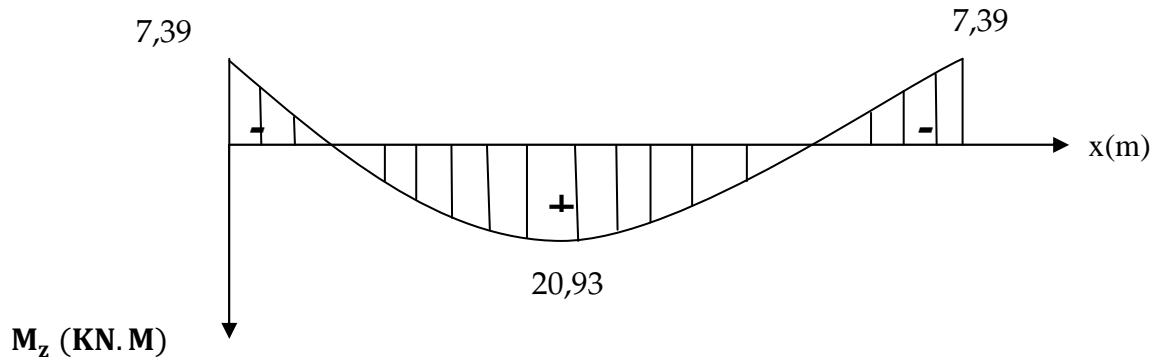


Diagramme corrigé des moments fléchissant

4)-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3.2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

5)-Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5.2 /BAEL91) :

➤ **En travée :**

-Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 32} \times 100 = 0,48$$

$$\rho_1 = 0,48 \Rightarrow k_1 = 32,62 \text{ et } \beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{20,93 \times 10^6}{0,895 \times 320 \times 462} ; \text{ Donc } \sigma_{st} = 158,18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 158,18 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

-Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{158,18}{32,62} \text{ Donc } \sigma_{bc} = 4,85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,85 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

-Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 32} \times 100 = 0,353$$

$$\rho_1 = 0,353 \Rightarrow k_1 = 39,35 \text{ et } \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,39 \times 10^6}{0,908 \times 320 \times 339} ; \text{ Donc } : \sigma_{st} = 75,02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 75,02 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{75,02}{39,35} \quad ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = 1,90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,90 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6)-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 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{450} = 0.077$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.62}{30 \times 32} = 0.0048$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{20,93}{10 \times 47,43} = 0.0437$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

En travée : **3HA14 filantes.**

En appuis : **3HA 12 filantes.**

Armatures transversales :

1cadre et 1 étrier en HA8 .

III-5) calcul de la salle machine :**III-5-1/Introduction :**

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale.

L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

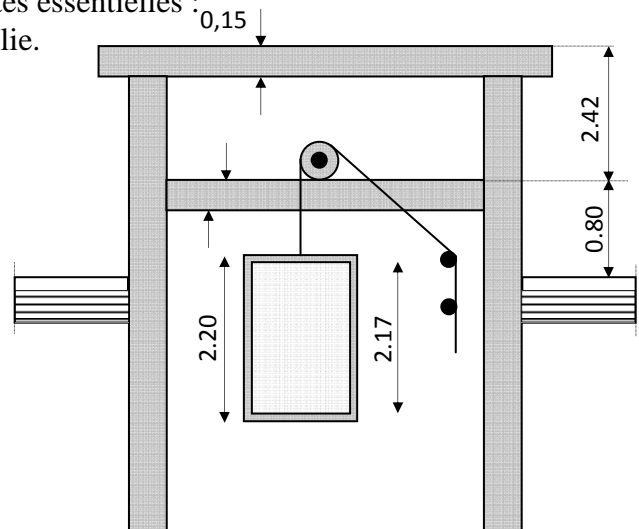


Fig. III-4.1) : schématisation de la salle machine

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,60 \times 1,80) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

III-5-2/Calcul de la dalle pleine de la salle machine:

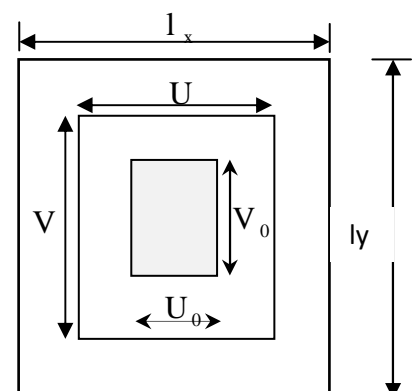
L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

$$ht = \frac{Lx}{30} = \frac{1,60}{30} = 5,33 \text{ cm.} \quad \text{le RPA 2003 exige une hauteur } ht \geq 12 \text{ cm;}$$

on adopte une hauteur **ht = 15cm**.

Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1,60 \div 1,80 = 0,88$$



$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

A) Moments dus au poids propre:

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.0478 \text{ et } \mu_y = 0.740$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$.

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

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{uxl} = 0,0478 \times (8,0475) \times (1,6)^2 = 0,98 \text{ KN.m} \\ M_{uy1} = 0,740 \times 0,98 = 0,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

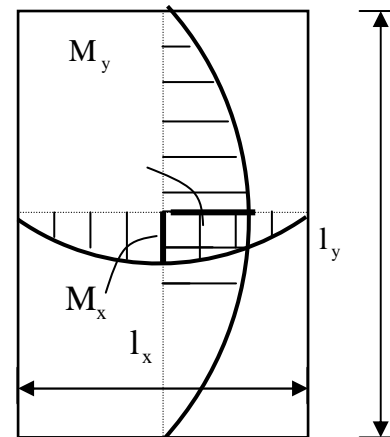


Fig III-4.2) : Les moments de poids propre

➤ **Etat limite de service (ELS) :** $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.0549 \text{ et } \mu_y = 0.818$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{sxl} = 0,0549 \times (5,85) \times (1,6)^2 = 0,822 \text{ KN.m} \\ M_{syl} = 0,818 \times 0,822 = 0,672 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B/Moments dus a la charge localisée :

$$\begin{cases} M_x = p. (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = p. (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques

en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson à } \begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$$

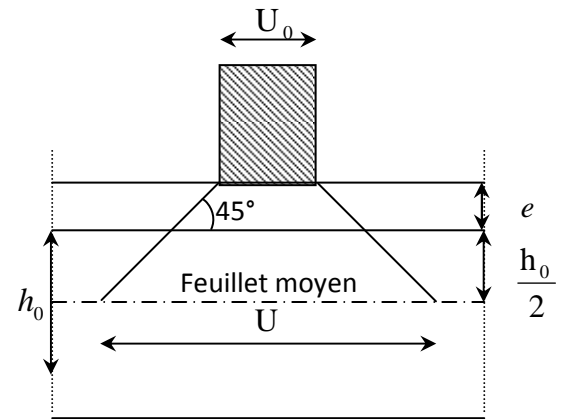


Fig III-4.3) : Les moments des charges locales

• **Calcul de U et V :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec: Hauteur de la dalle: $h_0 = 15 \text{ cm}$

Epaisseur du revêtement : $e = 5 \text{ cm}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée).

$$\underline{\text{A.N}} : \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0,65 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,58.$$

Pour déterminer **M1** et **M2** on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

$$\begin{array}{l} \text{Pour } \rho = 0.9 : \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases} \\ \text{Pour } \rho = 0.8 : \begin{cases} M_1 = 0.069 \\ M_2 = 0.058 \end{cases} \end{array} \quad \text{après interpolation : } \begin{cases} \mathbf{M_1 = 0,0815} \\ \mathbf{M_2 = 0,0652} \end{cases}$$

❖ **Etat limite ultime (ELU) : $v = 0$**

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0815 = 9,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0652 = 7,921 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) : $v = 0.2$**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \times (M_1 + v.M_2) = 90 \times (0,0815 + 0,2 \times 0,0652) = 8,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \times (M_2 + v.M_1) = 90 \times (0,0652 + 0,2 \times 0,0815) = 7,33 \text{ KN.m}$$

C/Superposition des moments :

$$1/\text{ELU} : M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,98 + 9,90 = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,72 + 7,921 = 8,641 \text{ KN.m}$$

$$2/\text{ELS} : M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,822 + 8,50 = 9,322 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,672 + 7,33 = 8,002 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis :

$$\text{A/En travée: } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,88 = 9,248 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,641 = 7,344 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{B/En appuis: } \begin{cases} M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9,322 = 2,796 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,002 = 2,400 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D/Ferrailage de la dalle :➤ **Armatures // à X-X :**✓ **En travée :**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100 \text{ cm}$, $h_0=15 \text{ cm}$, $c=3 \text{ cm}$.

$$d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,248 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,045 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,248 \times 10^3}{0,976 \times 12 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 HA10/ml $\Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,796 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0136 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,796 \times 10^3}{0,993 \times 12 \times 348} = 0,674 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA10/ml $\Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures // à Y-Y :**

✓ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,344 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,035 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,344 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 1,79 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA10/ml $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,4 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,0117 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0117 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{2,4 \times 10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA10/ml $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

o **Résumé du Ferrailage :**

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)	
Sur appuis	X-X	3,055	0,0136	0,993	0,674	3,92	5HA10	20
	Y-Y	3,055	0,0117	0,994	0,57	3,14	4HA10	25
En travée	X-X	8,657	0,045	0,976	2,27	3,92	5HA10	20
	Y-Y	8,657	0,035	0,982	1,79	3,14	4HA10	25

III-5-3) Vérification à L'E.L.U :

1) Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable \longrightarrow L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale :**

$$S_t \leq \min \{2h ; 25\text{cm}\} \longrightarrow S_t = 20\text{cm} < [30\text{cm}; 25\text{cm}] \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

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

$$S_t = 20\text{cm} < \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2) Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm.} \quad \rightarrow \quad \text{vérifier.}$$

3) condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99] :➤ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour les HA, FeE400 et FeE500.

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,88) / 2 = 0,000848$$

$$A_{\min} = 0,000848 \times (15 \times 100) = 1,272 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,000848 \times (15 \times 100) = 1,272 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

4) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence

$$\text{d'un ferrailage horizontal : } Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **Aucune armature transversale n'est nécessaire.**

5) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

➤ Au milieu de U :

$$\tau_u = \frac{P}{2l_y + l_x} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,8 + 1,6} = 23,36 \text{ KN.}$$

➤ Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3.l_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,8} = 22,5 \text{ KN.}$$

$$\text{NB : } T_{u_{\max}} = 23,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{\max}}}{b.d} = \frac{23,36 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,194 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

III-5-4) V\u00e9rification \u00e0 L 'E LS :

a) Moments engendr\u00e9s par le syst\u00e8me de levage :

$$\text{\u00c0 L 'ELS } \nu = 0,2 \quad ; \quad M1 = 0,0815 \quad ; \quad M2 = 0,0652$$

$$\begin{cases} Mx1 = 90(0,0815 + 0,2 \times 0,0652) = 8,50 \text{ KN.m} \\ My1 = 90(0,0652 + 0,2 \times 0,0815) = 7,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moments engendr\u00e9s par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donn\u00e9s par les formules :

$$\begin{cases} Mx2 = \mu_x q_s Lx^2 \\ My2 = \mu_y Mx2 \end{cases}$$

$$\mu_x = 0,0549 \quad ; \quad \mu_y = 0,818$$

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml} \quad \begin{cases} Mx2 = 0,0549 \times 5,85 \times 1,6^2 = 0,822 \text{ KN.m} \\ My2 = 0,818 \times 0,822 = 0,672 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments :

$$\begin{cases} Mx = 8,50 + 0,822 = 9,322 \text{ KN.m} \\ My = 7,33 + 0,672 = 8,002 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite port\u00e9e : x-x

- En trav\u00e9e :

$$M_s = 0,85 \times 9,322 = 7,923 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,923 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_s = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,923 \times 10^3}{0,981 \times 12 \times 348} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 HA10/ml $\Rightarrow A_s = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 9,322 = 2,796 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,796 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_s = 0,0136 \longrightarrow \beta = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,796 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 0,681 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA10/ml $\Rightarrow A_s = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Dans le sens de la petite portée Y-Y :**

- **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 8,002 = 6,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,80 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_s = 0,033 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,80 \times 10^3}{0,983 \times 12 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA10/ml $\Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 8,002 = 2,40 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,40 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,0117 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_s = 0,0117 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{2,40 \times 10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA10/ml $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

E) Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{160} = 0,093 \geq \frac{9,248}{20 \times 9.322} = 0,049 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{3,92}{100 \times 12} = 0,00326 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

III-5-5) Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

✓ **Sens x-x**

Lit inférieur : 5 HA10/ml avec un e= 20cm.

Lit supérieur : 5 HA10/ml avec e =20cm.

✓ **Sens y-y**

Lits inférieur : 4HA10/ml avec e=25cm.

Lits supérieur : 4HA10/ml avec e=25cm.

III-5) Calcul des planchers :**III-5-1) Plancher en corps creux :**

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

Le plancher en corps creux est constitué de :

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

III-5-2) Détermination des dimensions de la section en T :

Hauteur de la sectionh= 20+4=24cm

L'épaisseur de la table de compression..... h₀= 4cm

L'enrobage.....c= 2cm

La hauteur utile.....d= 22cm

b₁ : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L₁ : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

$$L_1 = 500\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{500}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26,5 ; 50 ; 32)$$

$$b_1 = 26,5\text{cm}$$

b : largeur de la table de compression

$$b : 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

$$\mathbf{b = 65cm}$$

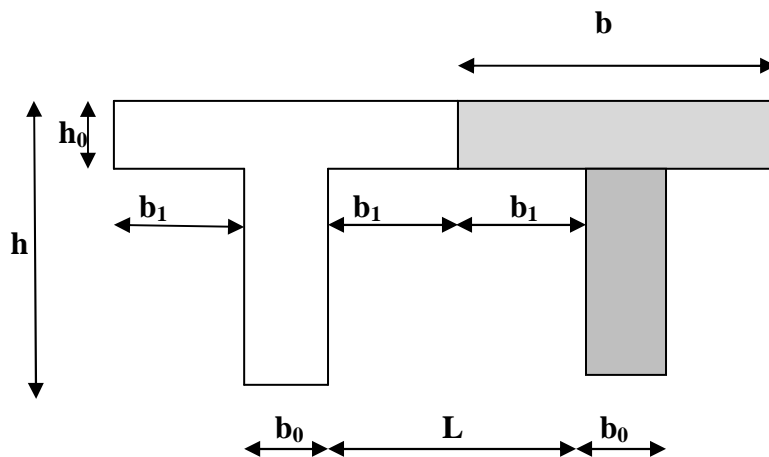


Figure III-4-1) : schéma d'une section en T.

III-5-3) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

III-5-3.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 6T6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

III-5-3.2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

Soit : $A_{\parallel} = 6T6 = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

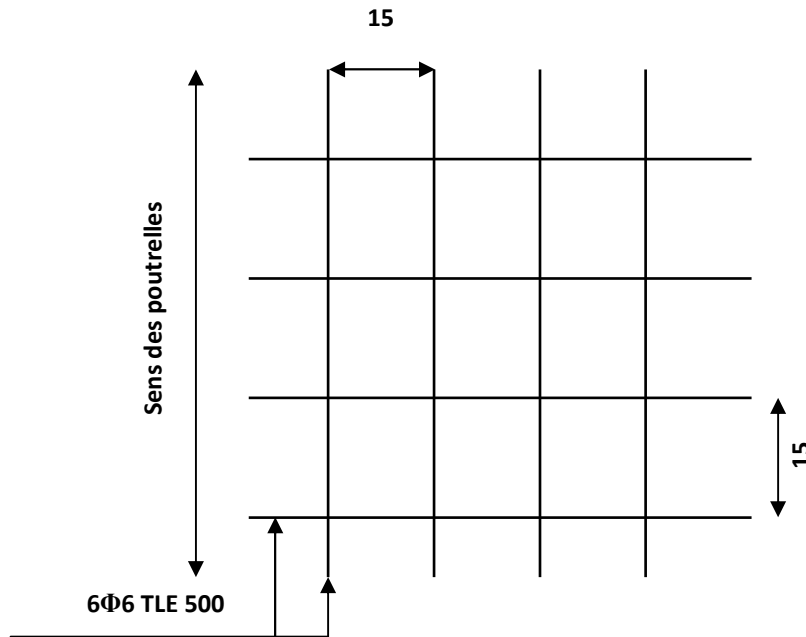


Fig III-4-2) Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé

III-5-4) calcul de la poutrelle :

III-5-4.1) Avant le coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

B-1-1) charge permanente :

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65$

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62$$

$$G = 0,74 \text{ [KN/ml]}$$

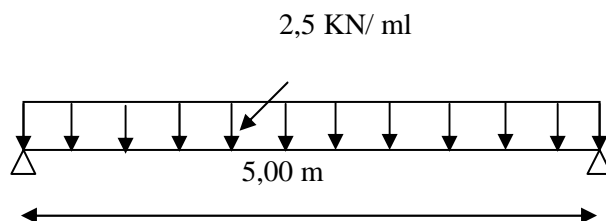
B-1-2) Surcharge d'exploitation du chantier :

Le poids de l'ouvrier est estimé à $Q = 1 \text{ KN/ml}$

B-1-3) Ferrailage à l'ELU :

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

$$L = 5,00 \text{ m}$$



✓ **Combinaison de charges :**

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

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,499 \text{ KN/ml}$$

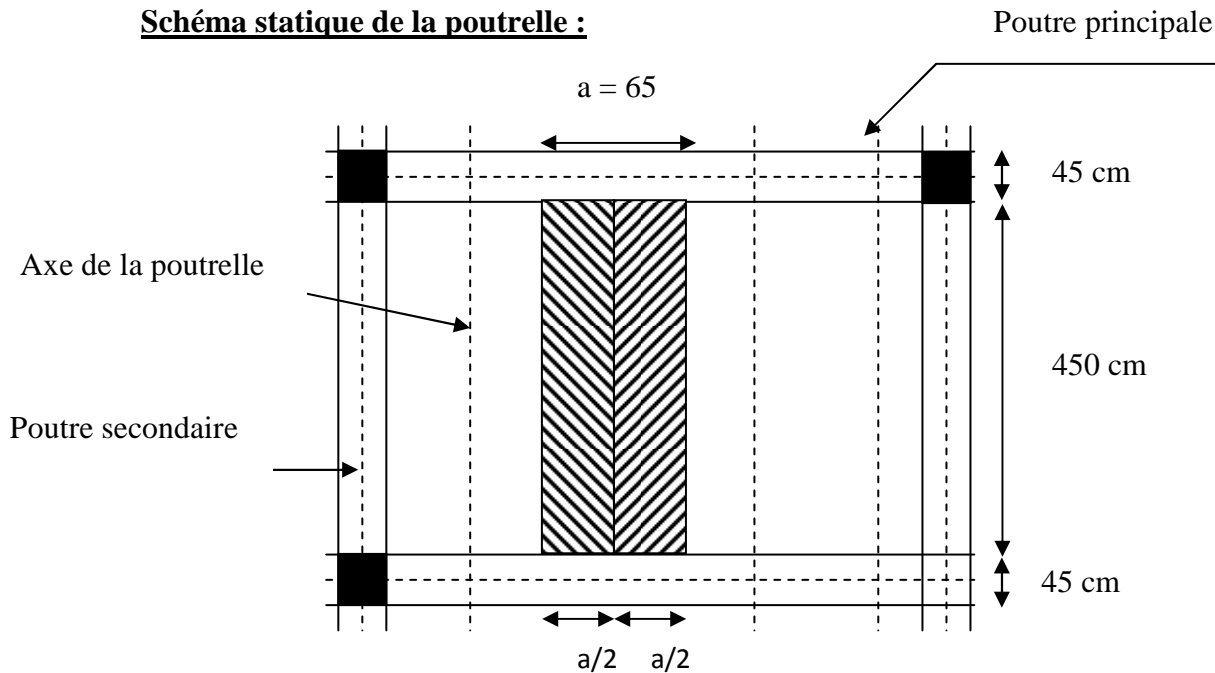
$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 5^2}{8} = 7,81 \text{ KN. ml}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 5}{2} = 6,25 \text{ KN}$$

Schéma statique de la poutrelle :**Fig III-4-3): schéma statique de la poutrelle****c) Ferrailage de la poutrelle :**

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

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{7,81 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 11,45 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

La section est doublement armée (S.D.A).

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190cm).

III-5-4.2) Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids du plancher : $G = 5,47 \times 0,65 = 3,555 \text{ KN/ml}$
(G Charge permanente de l'étage courant)
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$
(Q charge d'exploitation de Plancher à usage d'habitation)

a) Combinaison de charges :

A L'E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,555 + 1,5 \times 0,98 = 6,27 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,27 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.S:

$$q_s = G + Q = 3,555 + 0,98 = 4,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,54 \text{ KN/ml}$$

b) Choix de la méthode de calcul :**b-1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99] :

- **Hypothèses :**

-La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$2.G = 2 \times 3,555 = 7,11 [\text{KN/ml}]$$

$$Q \leq \max\left\{ 7,11; 5 \text{KN/ml} \right\} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- La fissuration est non préjudiciable.**La condition est vérifiée**

- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.....**La condition est vérifiée.**

- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,50}{3,00} = 1,16 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,00}{3,50} = 0,85; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,50}{5,00} = 0,7; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{5,00}{3,50} = 1,42$$

—————> **Condition non vérifiée.**

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par

La méthode des trois moments.

III-5-5) Méthode des trois moments

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

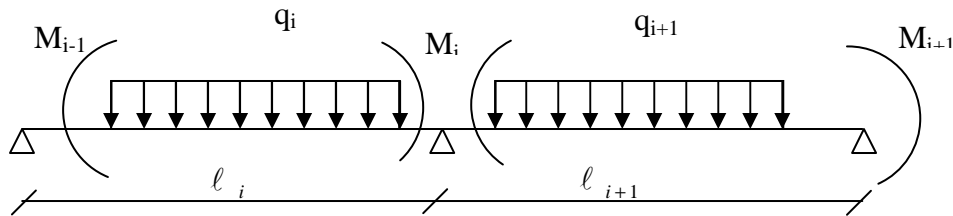


Fig III-4-4): Diagramme des moments

a) Moments aux appuis :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

b) Moments en travée :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Remarque

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- ❖ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

c) Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Combinaison de charge :

A L'ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 3,555) + (1,5 \times 0,98) = 6,27 \text{ KN/ml}$.

A L'ELS : $q_s = G + Q = 3,555 + 0,98 = 4,54 \text{ KN/ml}$.

$Q_u = 6,27 \text{ KN/ml}$

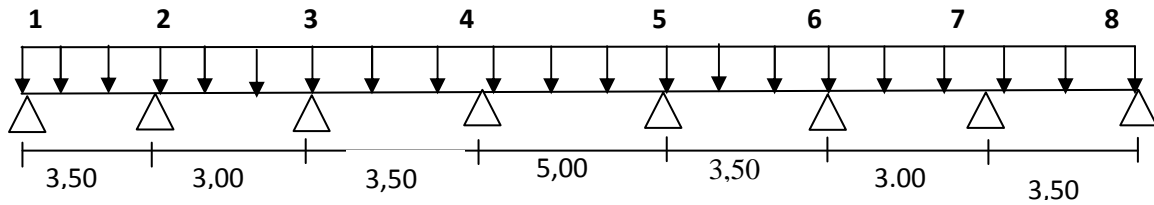
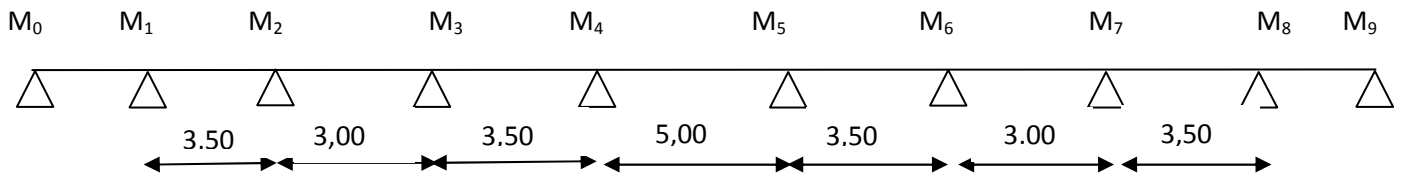


Fig III-4-5): Diagramme des charges sur les poutrelles

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

Par symétrie nous avons : $M_1 = M_8$; $M_2 = M_7$; $M_3 = M_6$; $M_4 = M_5$.



Pour $i=1 \dots \dots \dots 7$ $M_1 + 3,5 M_2 = -67,20 \dots \dots \dots (1)$.

Pour $i=2 \dots \dots \dots 3,5 M_1 + 13 M_2 + 3 M_3 = -109,52 \dots \dots \dots (2)$

Pour $i=3 \dots \dots \dots 3 M_2 + 13 M_3 + 3,5 M_4 = -109,52 \dots \dots \dots (3)$

Pour $i=4 \dots \dots \dots 3,5 M_3 + 17 M_4 + 5 M_5 = -263,14 \dots \dots \dots (4)$

Pour $i=5 \dots \dots \dots 5 M_4 + 17 M_5 + 3,5 M_6 = -263,14 \dots \dots \dots (5)$

Pour $i=6 \dots \dots \dots 3,5 M_5 + 13 M_6 + 3 M_7 = -109,52 \dots \dots \dots (6)$

Pour $i=7 \dots \dots \dots 3 M_6 + 13 M_7 + 3,5 M_8 = -109,52 \dots \dots \dots (7)$

Pour $i=8 \dots \dots \dots 3,5 M_7 + 7 M_8 = -67,20 \dots \dots \dots (8)$

La résolution du système nous donne :

$M_1 = -6,76 \text{ KN.ml}$ $M_2 = -5,66 \text{ KN.ml}$ $M_3 = -4,07 \text{ KN.ml}$

$M_4 = -11,31 \text{ KN.ml}$

➤ **Calcul des moments en travée:**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Travée	Longueur (m)	Abscisse X	Valeur de M_{\max} (kn.m)
1-2	3,50	1,80	3,40
2-3	3,00	1,58	2,21
3-4	3,50	1,42	2,25
4-5	5,00	2,5	8,28
5-6	3,50	2,08	2,25
6-7	3,00	1,41	2,21
7-8	3,50	1,69	3,40

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

• **Moment corrigé :**

En appui

$M_1 = -4,50 \text{ KN.m}$
 $M_2 = -3,77 \text{ KN.m}$
 $M_3 = -2,71 \text{ KN.m}$
 $M_4 = -7,54 \text{ KN.m}$
 $M_5 = -7,54 \text{ KN.m}$
 $M_6 = -2,71 \text{ KN.m}$
 $M_7 = -3,77 \text{ KN.m}$
 $M_8 = -4,50 \text{ KN.m}$

En travée

$M_{1-2} = 4,53 \text{ KN.m}$
 $M_{2-3} = 2,95 \text{ KN.m}$
 $M_{3-4} = 3 \text{ KN.m}$
 $M_{4-5} = 11,04 \text{ KN.m}$
 $M_{5-6} = 3 \text{ KN.m}$
 $M_{6-7} = 2,95 \text{ KN.m}$
 $M_{7-8} = 4,53 \text{ KN.m}$

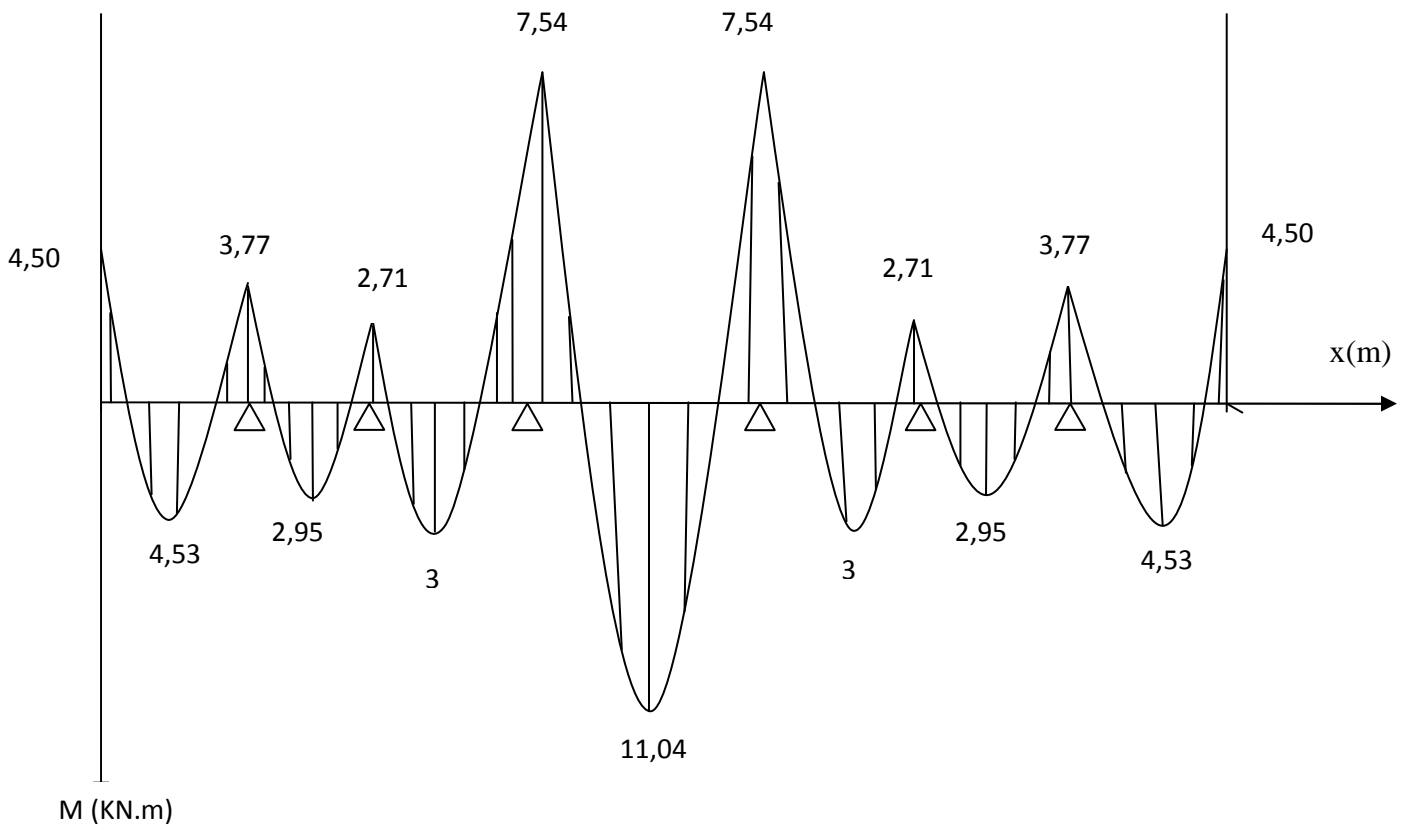


Fig III-4-6): Diagramme des moments en travée à L'ELU

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Travée (1,2) : $\begin{cases} T_w = 11.18 \text{ KN} \\ T_e = -10.76 \text{ KN} \end{cases}$

Travée (5,6) : $\begin{cases} T_w = 12.35 \text{ KN} \\ T_e = -9.59 \text{ KN} \end{cases}$

Travée (2,3) : $\begin{cases} T_w = 9.75 \text{ KN} \\ T_e = -9.05 \text{ KN} \end{cases}$

Travée (6,7) : $\begin{cases} T_w = 9.05 \text{ KN} \\ T_e = -9.75 \text{ KN} \end{cases}$

Travée (3,4) : $\begin{cases} T_w = 9.59 \text{ KN} \\ T_e = -12.35 \text{ KN} \end{cases}$

Travée (7,8) : $\begin{cases} T_w = 10.76 \text{ KN} \\ T_e = -11.18 \text{ KN} \end{cases}$

Travée (4,5) : $\begin{cases} T_w = 15.67 \text{ KN} \\ T_e = -15.67 \text{ KN} \end{cases}$

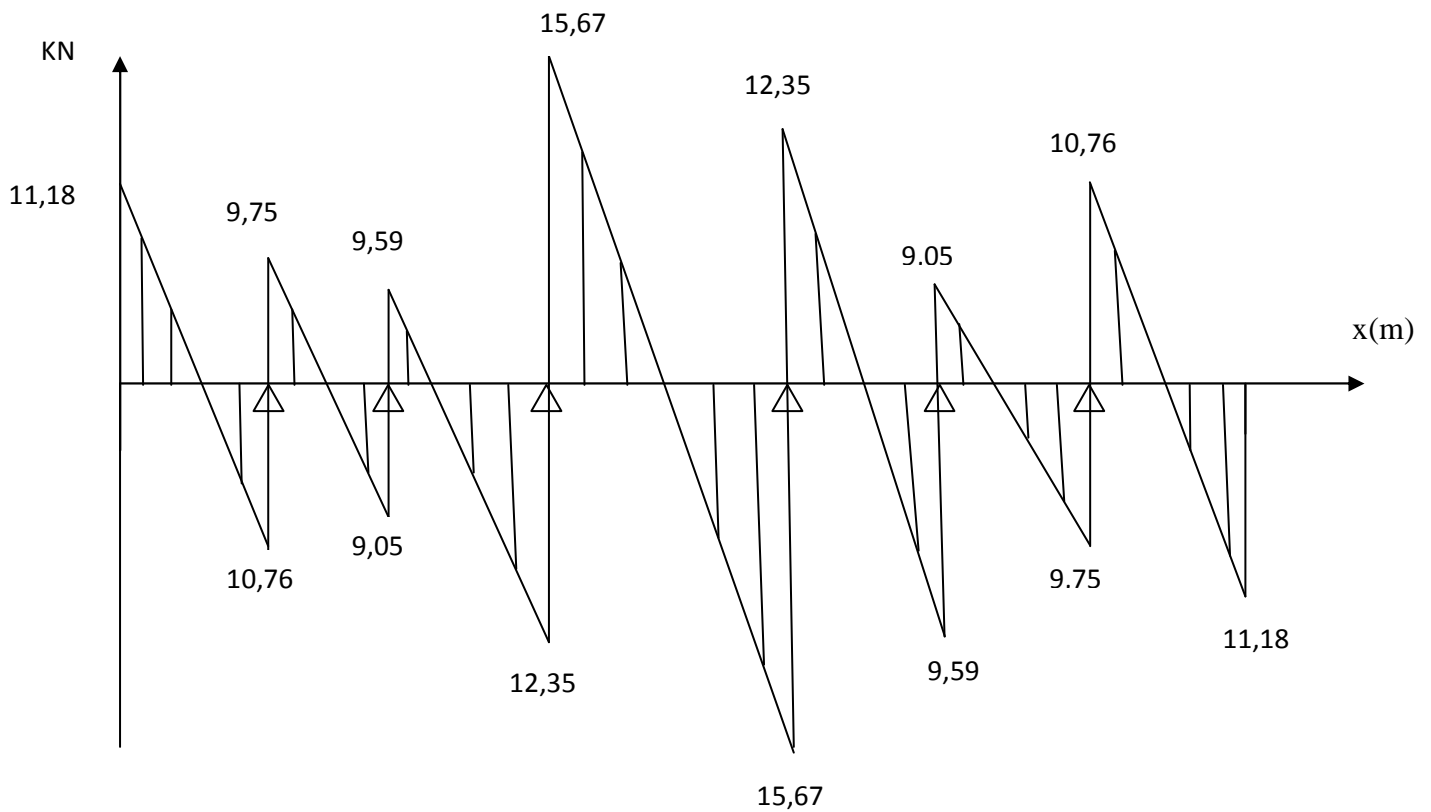


Fig III-4-7): Diagramme des efforts tranchants

III-5-6) calcul des armatures :

❖ **ferraillage a l'ELU :**

Le ferraillage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travées

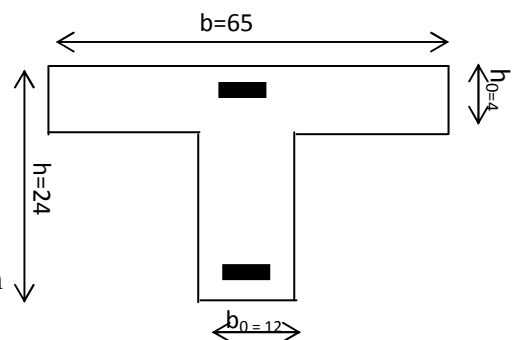
• **Armatures en travée :**

$$M_t^{\max} = 11,04 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 73,84 \text{ KN.m}$$



$M_0 = 73,84 \text{ KN.m} > M_t = 11,04 \text{ KN.m}$ ➡ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (65x24)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,04 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,04 \times 10^5}{0,988 \times 22 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Armatures en appuis :**

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.

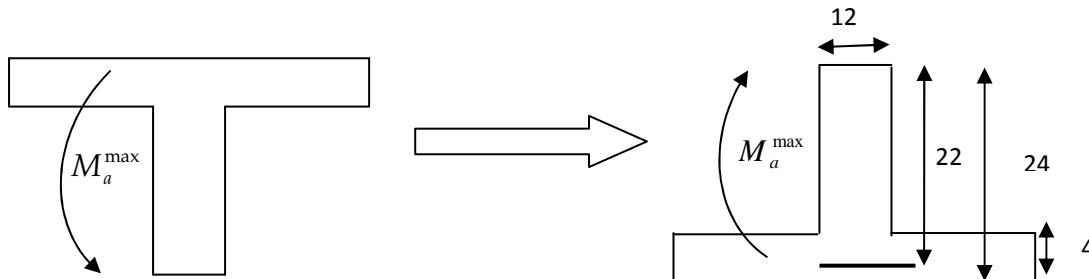


Fig III-4-8): Les moments aux niveaux des appuis

- Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = 7,54 \text{ KN.m}$

La table est entièrement tendue, et comme n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,54 \times 10^5}{65 \times 22^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,54 \times 10^5}{0,992 \times 22 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Nous optons : $A_a = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre armatures transversales :** (Art A.7.2.2 / BAEL91)....

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{240}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \leq \min \{ (6,85; 10; 12) \} \Rightarrow \varphi_t = 6,85 \text{ mm} \Rightarrow \varphi_t = 7 \text{ mm}.$$

On opte pour 1 étriers en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2 \text{ HA } 8 = 1 \text{ cm}^2$

- **Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1,22 / BAEL91)**

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

$$S_t \leq \min(19,8 ; 40\text{cm}) = 19,8 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 22 \times 2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,73 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 22 \times 2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,32 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5\text{MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33\text{Mpa.}}}$$

❖ **Calcul de T_u :**

$$T_{\text{max}} = 15,67 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,67 \times 10^3}{120 \times 220} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.59 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Entraînement des barres (Art.6.1.3/BAEL 91) :**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

❖ **Calcul de** $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

❖ **Calcul de**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 1 \times 12 = 37,68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,67 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 37,68}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = \underline{\underline{2,10 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \text{ Pas de risque d'entraînement des barres..... Condition vérifiée.}$$

• **Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ **Calcul de** τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{50 \text{ cm.}}}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers H.A ; **Donc** : $L_c = \underline{\underline{20 \text{ cm.}}}$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art 5.1.1, 312 / BAEL91) :**

❖ **Appuis de rive :**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_u^{\max}}{f_{bu}} = \frac{15,67 \times 10^3}{348.100} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**

❖ **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 T_u \times d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u^{\max} = \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 4,50 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot T_u^{\max} = 0,9 \times 220 \times 15,67 \times 10^3 = 3,10 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot T_u^{\max} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires**

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9d}$$

$$\frac{2 \times 15,67 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} = \underline{\underline{1,32 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{13,33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9d} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3, 2 /BAEL91).....**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{15,67 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 220 \times 40} = 0,81 \quad ; \quad \underline{\text{Donc : }} \tau_u = 0,81 \text{ Mpa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa} \} = \min \{3,33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires..... **Condition vérifiée.**

- **Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (Art A.5.1, 322) :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |Tu_g| + |Tu_d| = 9,75 + 10,76 = 20,51 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{20,51 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} = \underline{\underline{0.86 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = \underline{\underline{21.66 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} < \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-5-7) Combinaison de charge a l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5,47 + 1,5) \times 0,65 = \underline{\underline{4,53 \text{ KN/ML.}}}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs 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 .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,53}{6,27} = 0,72.$$

En appui

$$\begin{aligned} M_1 &= -4,50 \times 0,72 = -3,24 \text{ KN.m} \\ M_2 &= -3,77 \times 0,72 = -2,71 \text{ KN.m} \\ M_3 &= -2,71 \times 0,72 = -1,95 \text{ KN.m} \\ M_4 &= -7,54 \times 0,72 = -5,83 \text{ KN.m} \\ M_5 &= -7,54 \times 0,72 = -5,83 \text{ KN.m} \\ M_6 &= -2,71 \times 0,72 = -1,95 \text{ KN.m} \\ M_7 &= -3,77 \times 0,72 = -2,71 \text{ KN.m} \\ M_8 &= -4,50 \times 0,72 = -3,24 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

En travée

$$\begin{aligned} M_{1-2} &= 4,53 \times 0,72 = 3,26 \text{ KN.m} \\ M_{2-3} &= 2,95 \times 0,72 = 2,12 \text{ KN.m} \\ M_{3-4} &= 3 \times 0,72 = 2,16 \text{ KN.m} \\ M_{4-5} &= 11,04 \times 0,72 = 7,95 \text{ KN.m} \\ M_{5-6} &= 3 \times 0,72 = 2,16 \text{ KN.m} \\ M_{6-7} &= 2,95 \times 0,72 = 2,12 \text{ KN.m} \\ M_{7-8} &= 4,53 \times 0,72 = 3,26 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

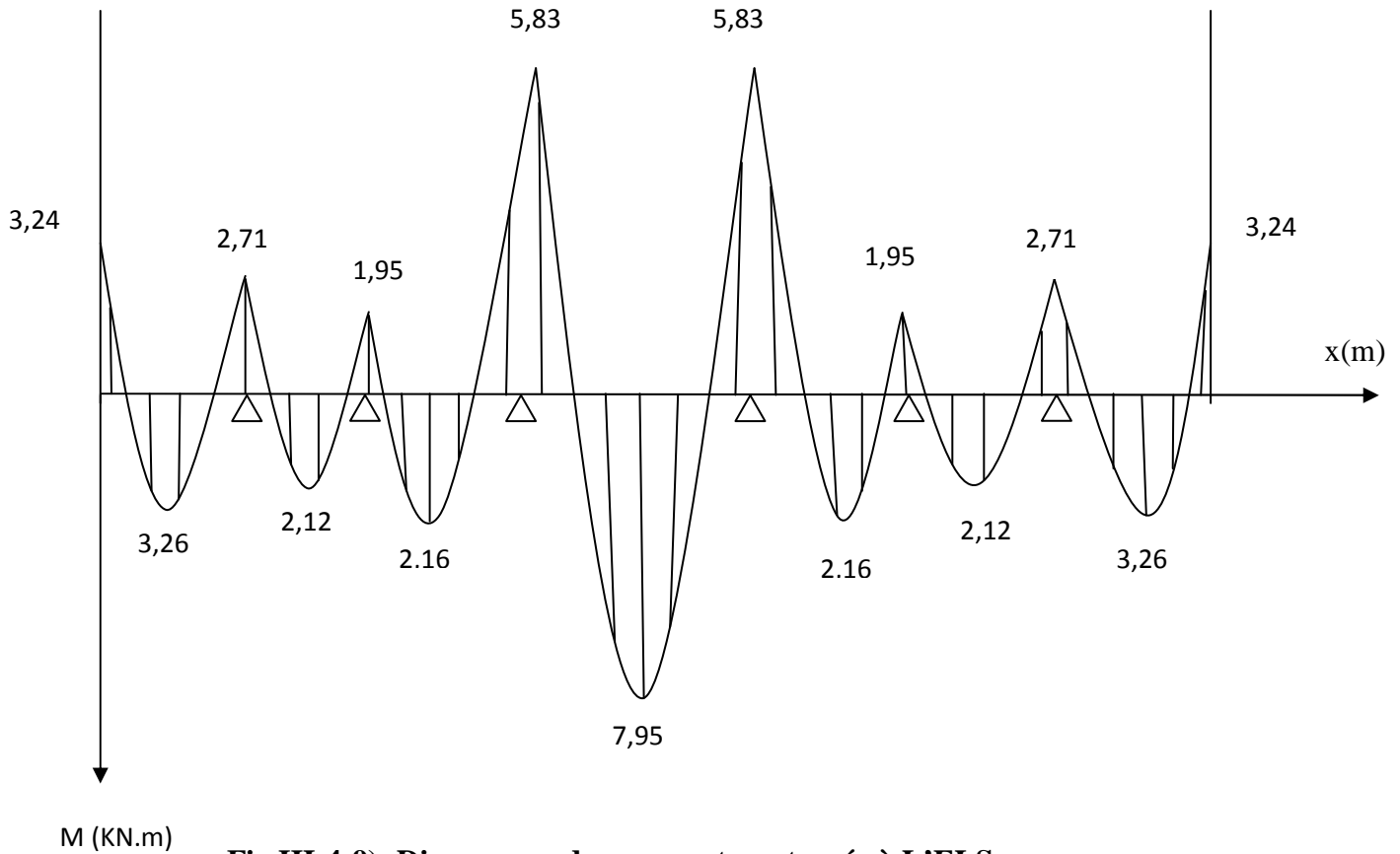


Fig III-4-9): Diagramme des moments en travée à L'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :**

- **Etat limite de compression de béton (Art.A.4.5.2/BAEL91) :**

- **En travée :**

- **La contrainte de compression dans le l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\overline{\sigma}_s = \sigma_s$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi 10 = 2,35 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 22} = 1,29 \implies k_1 = 17,68 \implies \beta_1 = 0,847$$

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,95 \times 10^6}{0,847 \times 220 \times 339} = 125,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 125,85 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 125,85 / 17,68 = 7,00$$

$$\sigma_{bc} = 7,00 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 22} = 0,594 \implies k_1 = 28,86 \implies \beta_1 = 0,886$$

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,83 \times 10^6}{0,886 \times 220 \times 157} = 190,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 190,50 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 190,50 / 28,86 = 6,60$$

$$\sigma_{bc} = 6,60 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation (ArtB.6.8,424/BAEL 91) :**

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

Les règles de **BAEL (B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ 3. \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec: h : hauteur total (24 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=5 m)

M_t : moment max en travée (M_t=7,95 KN.m)

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$1) \quad \frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0,048 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0,048 < \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{7,95}{15 \times 14,15} = 0,056 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié.}$$

$$3) \quad \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 22} = 0,013 > \frac{3,6}{400} = 0,010 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié.}$$

La 2^{eme} et la 3^{eme} condition ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$$

$L = 500 - 25 = 475$: longueur réel de la poutrelle.

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé.

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

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

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

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n = 15$)

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

• **Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 24 + (65 - 12) 4 + 15 \times 3,39$$

$$B_0 = 550,85 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à XX :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 24^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 22 = 4998,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4998,7}{550,85} = 9,07 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 24 - 9,07 = 14,93 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [9,07^3 + 14,93^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(9,07 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (14,93 - 2)^2$$

$$I_0 = 35677,26 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 22} = 0,013$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,013} = 1,26$$

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,013 \times 125,85 + 2,1} \right] = 0,425$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 35677,26}{1 + 0,425 \times 1,26} = 25558,44 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

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

$$f = \frac{7,95 \times 1000 \times (475)^2}{10 \times 10819 \times 25558,44} = 0,65$$

$0,65 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

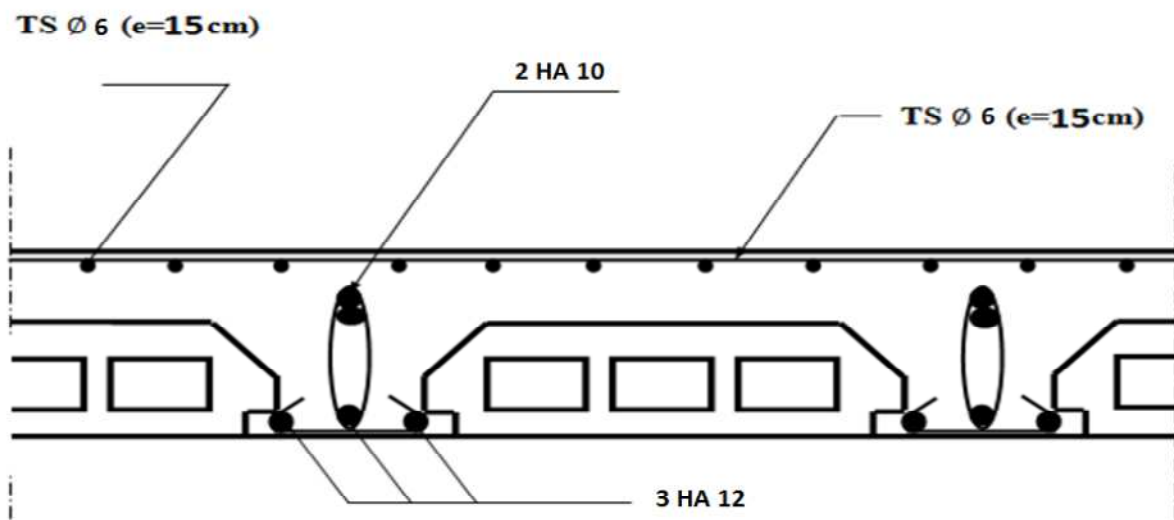
III-5-8) Conclusion :



Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA12 = 3,39 cm²**.

Armatures en appuis : **2HA10 = 1,57 cm²**.

Armatures transversales : **2HA8 = 1,00 cm²**, avec un espacement de **15 cm**.





Chapitre IV: ETUDE DU CONTREVENTEMENT

IV.1.Introduction:

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gaines» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.

-Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.2Inertie des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

a) Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{e l^3}{12} \\ I_x = \frac{l e^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_x = \frac{e l^3}{12} \\ I_y = \frac{l e^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.}$$

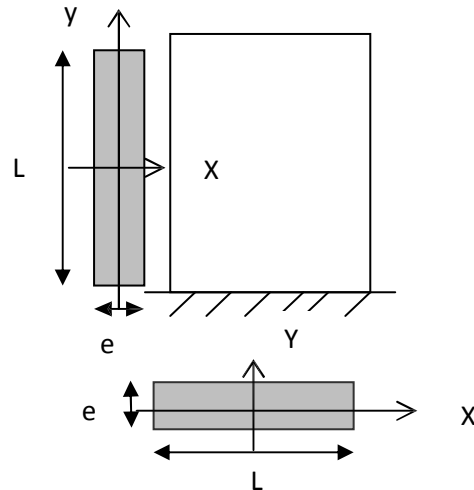


Fig.VII.1) Vue en plan et en coupe des refends

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.
L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent:

Tableau IV-1) Inertie des voiles transversaux :

Niveau		L	e	I_x	nombre d'étages	$I_{ex} = \sum I_x(m^4)$
Du RDC jusqu'au 9 ^{ème} étages	VT1	4,00	0,2	1,06	10	4,24
	VT1	4,00	0,2	1,06		
	VT1	4,00	0,2	1,06		
	VT1	4,00	0,2	1,06		

- **Tableau IV-2) Inertie des voiles longitudinaux :**

Niveau		L	e	I_Y	nombre d'étages	$I_{ey} = \sum I_y(m^4)$
De RDC jusqu'à 9 ^{ème} étages	VL2	2,00	0,2	0,13	10	3,36
	VL2	2,00	0,2	0,13		
	VL3	3,50	0,2	0,71		
	VL3	3,50	0,2	0,71		
	VL3	3,50	0,2	0,71		
	VL3	3,50	0,2	0,71		
	VL2	2,00	0,2	0,13		
	VL2	2,00	0,2	0,13		

IV.3. Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive ,il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher ,sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1 tonnes ,par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à $1m^2$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une «inertie fictive» puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.3.1.Calcul de l'inertie fictive:

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends:

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1m^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «Moment des airs».

La flèche que prendrait un refend au niveau «i» suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par:

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

Tableau IV-3) Calcul de la flèche :

Niveaux	h(m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EIf_i$
09	3,06	3,06	0,00	4,68	2,04	9,55	40703,70
08	3,06	9,18	3,06	18,72	1,78	33,32	35192,92
07	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,64	29715,64
06	3,06	30,6	18,36	74,91	1,65	123,60	24328,99
05	3,06	45,9	30,6	117,04	1,63	190,77	19119,61
04	3,06	64,26	45,9	168,54	1,61	271,35	14201,20
03	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,06	9717,95
02	3,06	110,16	85,68	299,63	1,59	476,41	5818,22
01	3,06	137,7	110,16	379,22	1,58	599,16	2771,49
RDC	3,06	168,3	137,7	468,18	1,58	739,72	739,72

Nous aurons :

$$f_{RDC} = \frac{468,18 \times 1,58}{EI} = \frac{739,72}{EI}$$

$$f_1 = \frac{468,18 \times (1,58 + 3,06) + 379,22 \times 1,58}{EI} = \frac{2771,49}{EI}$$

$$f_2 = \frac{468,18 \times (1,58 + 3,06 + 3,06) + 379,22 \times (1,52 + 3,06) + 299,63 \times 1,59}{EI} = \frac{5818,22}{EI}$$

.

.

.

.

$$f_9$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

b) Calcul des déplacements des portiques:

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pot}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{i1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{i1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{ptr}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

T_n : est donnée par la (figure Fig.IV.4). T_n en (t).

C) Rigidités des portiques :

❖ **Calcul des rigidités linéaires :**

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \min(\bar{h} + 1/2 h_{poteau}, h_0)$$

$$l_c = \min(l + 1/2 \text{ poutre}, l_0)$$

Tableau IV-4: Rigidités des poteaux dans le sens transversal :

NIV	h_0	\bar{h}	$h_p/2$	h_c	$I_p \times 10^{-4}$	$K_p \times 10^{-4}$
7,8,9 ^{eme} étages	3,06	2,66	0,150	2,810	6,750	2,402
7,8,9 ^{eme} étages	3,06	2,66	0,175	2,835	12,505	4,411
RDC,1,2,3 ^{eme}	3,06	2,66	0,200	2,860	21,333	7,459

Tableau IV-5: Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal :

NIV	h_0	\bar{h}	$h_p/2$	h_c	$I_p \times 10^{-4}$	$K_p \times 10^{-4}$
7,8,9 ^{eme} étages	3,06	2,66	0,150	2,810	6,750	2,402
7,8,9 ^{eme} étages	3,06	2,66	0,175	2,835	12,505	4,411
RDC,1,2,3 ^{eme}	3,06	2,66	0,200	2,860	21,333	7,459

Tableau IV-6: Rigidités des poutres dans le sens transversal :

NIV	Travée	l_0 (m)	L (m)	$h_p/2$ (m)	Lc (m)	$I_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$K_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)
RDC,1,2,3 ^{eme} étage	1-2	4	3,6	0,2	3,8	16	4,21
	2-3	3,8	3,4	0,2	3,6	16	4,44
	3-4	5	4,6	0,2	4,8	16	3,33
	4-5	3,8	3,4	0,2	3,6	16	4,44
	5-6	4	3,6	0,2	3,8	16	4,21
4,5,6 ^{eme} étage	1-2	4	3,65	0,175	3,825	16	4,18
	2-3	3,8	3,45	0,175	3,625	16	4,41
	3-4	5	4,65	0,175	4,825	16	3,32
	4-5	3,8	3,45	0,175	3,625	16	4,41
	5-6	4	3,65	0,175	3,825	16	4,18
7,8,9 ^{eme} étage		4	3,7	0,15	3,85	16	4,15
		3,8	3,5	0,15	3,65	16	4,38
		5	4,7	0,15	4,85	16	3,30
		3,8	3,5	0,15	3,65	16	4,38
		4	3,7	0,15	3,85	16	4,15

Tableau IV-7: Rigidités des poutres dans le sens longitudinal :

NIV	Travée	l ₀ (m)	L (m)	h _p /2 (m)	L _c (m)	I _p ×10 ⁻⁴ (m ⁴)	K _p ×10 ⁻⁴ (m ⁴)
RDC,1,2,3 eme étage	A-B	3,5	3,1	0,2	3,3	16	4,85
	B-C	3	2,6	0,2	2,8	16	5,71
	C-D	3,5	3,1	0,2	3,3	16	4,85
	D-E	5	4,6	0,2	4,8	16	3,33
	E-F	3,5	3,1	0,2	3,3	16	4,85
	F-G	3	2,6	0,2	2,8	16	5,71
	G-H	3,5	3,1	0,2	3,3	16	4,85
4,5,6 eme étage	A-B	3,5	3,15	0,175	3,325	16	4,81
	B-C	3	2,65	0,175	2,825	16	5,66
	C-D	3,5	3,15	0,175	3,325	16	4,81
	D-E	5	4,65	0,175	4,825	16	3,32
	E-F	3,5	3,15	0,175	3,325	16	4,81
	F-G	3	2,65	0,175	2,825	16	5,66
	G-H	3,5	3,15	0,175	3,325	16	4,81
7,8,9 eme étage	A-B	3,5	3,2	0,15	3,35	16	4,78
	B-C	3	2,7	0,15	2,85	16	5,61
	C-D	3,5	3,2	0,15	3,35	16	4,78
	D-E	5	4,7	0,15	4,85	16	3,30
	E-F	3,5	3,2	0,15	3,35	16	4,78
	F-G	3	2,7	0,15	2,85	16	5,61
	G-H	3,5	3,2	0,15	3,35	16	4,78

Tableau IV-8) Inertie fictive sens transversal :

<i>NIV</i>	<i>h</i>	<i>M_{n+1}</i>	<i>M_n</i>	$\Sigma K_{pot} \times 10^4$	$\Sigma K_{pout} \times 10^4$	<i>E</i> Θ _n	<i>E</i> ψ _n	<i>Δ</i> _n	<i>Δ</i> _i	<i>f_i</i> (m)	<i>I_{ei}</i> (m ⁴)
9	3,06	0	3,06	115,296	162,88	7,83	140,90	431,16	6441,14	40703,70	6,32
8	3,06	3,06	6,12	115,296	162,88	23,48	156,56	479,06	6009,98	35192,92	5,86
7	3,06	6,12	9,18	115,296	162,88	39,14	172,21	526,97	5530,92	29715,64	5,37
6	3,06	9,18	12,24	211,728	164,00	54,42	187,44	573,57	5003,95	24328,99	4,86
5	3,06	12,24	15,3	211,728	164,00	69,97	202,99	621,15	4430,38	19119,61	4,32
4	3,06	15,3	18,36	211,728	164,00	85,52	218,54	668,73	3809,23	14201,20	3,73
3	3,06	18,36	21,42	358,032	165,04	100,43	233,40	714,21	3140,5	9717,95	3,09
2	3,06	21,42	24,48	358,032	165,04	115,88	248,85	761,49	2426,29	5818,22	2,40
1	3,06	24,48	27,54	358,032	165,04	131,33	264,30	808,76	1664,8	2771,49	1,66
RDC	3,06	27,54	30,6	358,032	165,04	146,78	279,75	856,04	856,04	739,72	0,86

Tableau IV-9) Inertie fictive sens longitudinal :

<i>NIV</i>	<i>h</i>	<i>M_{n+1}</i>	<i>M_n</i>	$\Sigma K_{pot} \times 10^4$	$\Sigma K_{pout} \times 10^4$	<i>E</i> Θ _n	<i>E</i> ψ _n	<i>Δ</i> _n	<i>Δ</i> _i	<i>f_i</i> (m)	<i>I_{ei}</i> (m ⁴)
9	3,06	0	3,06	115,296	201,84	6,32	97,92	299,63	3928,36	40703,70	10,36
8	3,06	3,06	6,12	115,296	201,84	18,95	120,03	367,30	3628,73	35192,92	9,70
7	3,06	6,12	9,18	115,296	201,84	31,58	142,15	434,98	3261,43	29715,64	9,11
6	3,06	9,18	12,24	211,728	203,28	43,90	123,98	379,36	2917,45	24328,99	8,34
5	3,06	12,24	15,3	211,728	203,28	56,45	136,02	416,22	2538,09	19119,61	7,53
4	3,06	15,3	18,36	211,728	203,28	68,99	148,06	453,07	2121,87	14201,20	6,69
3	3,06	18,36	21,42	358,032	204,9	80,89	125,66	384,51	1668,8	9717,95	5,82
2	3,06	21,42	24,48	358,032	204,9	93,34	132,78	406,30	1284,29	5818,22	4,53
1	3,06	24,48	27,54	358,032	204,9	105,78	139,90	428,10	877,99	2771,49	3,16
RDC	3,06	27,54	30,6	358,032	204,9	118,23	147,02	449,89	449,89	739,72	1,64

d) Inerties moyennes des portiques:***Tableau IV-10) Inertie moyennes sens transversal :***

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
I_{ey}(m⁴)	6,32	5,86	5,37	4,86	4,32	3,73	3,09	2,40	1,66	0,86
I_{moy}(m⁴)	3,847									

Tableau IV-11) Inertie moyennes sens longitudinal:

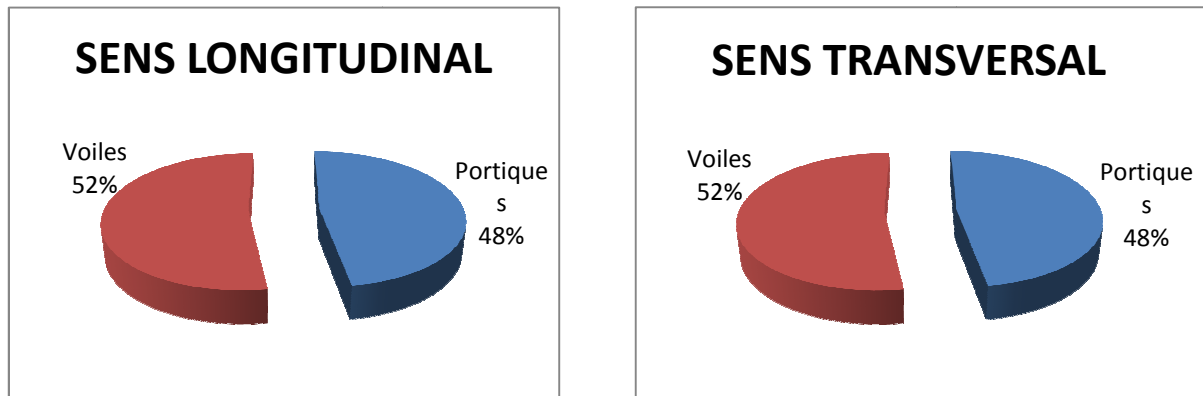
NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
I_{ex}(m⁴)	10,36	9,70	9,11	8,34	7,53	6,69	5,82	4,53	3,16	1,64
I_{moy}(m⁴)	6,688									

e) Comparaison des inerties des voiles et des portiques:**Tableau IV-12) pourcentage des inerties sens transversal:**

	I_{moy} (m⁴)	%de participation
Portiques	3,847	47,57%
Voile	4,24	52,43%
Somme	8,087	100%

Tableau IV-13) pourcentage des inerties sens longitudinal:


	I_{moy} par niveau (m⁴)	%de participation
Portiques	6,688	66,56%
Voile	3,36	33,44%
Somme	10,048	100%

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus dans ce paragraphe, on dira que la structure possède un système de contreventement mixte.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.



Chapitre V: PRESENTATION DU LOGICIEL ETABS

V-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme et 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 la déformation 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 voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. 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 :

V-2) Méthode de calcul : On distingue deux cas:

- ❖ **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales

(G et Q).

- ❖ **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales

(E) pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, car le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en plan donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone IIa : • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 34,81 m).

(**RPA 99/mod2003 art 4.1.2**).

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**.

Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V-3) Modélisation :**V-3-1) Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V-3-2) 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.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

V-3-3) Etapes de modélisation : Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V-3-4) Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

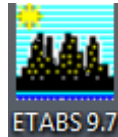
Column : poteau

Beam : poutre

V-3-5) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. V.1**)

**V-4) Etapes de modélisation :**

1. Introduction de la géométrie du modèle
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Définition de la charge dynamique E.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
9. L'analyse dynamique.
10. Visualisation des résultats.

V-4-1) 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) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments**Définition des caractéristiques géométriques des structures
(Building plan Grid and Story Data Definition)**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**, cette option permet d'introduire

Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction

Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction

Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y

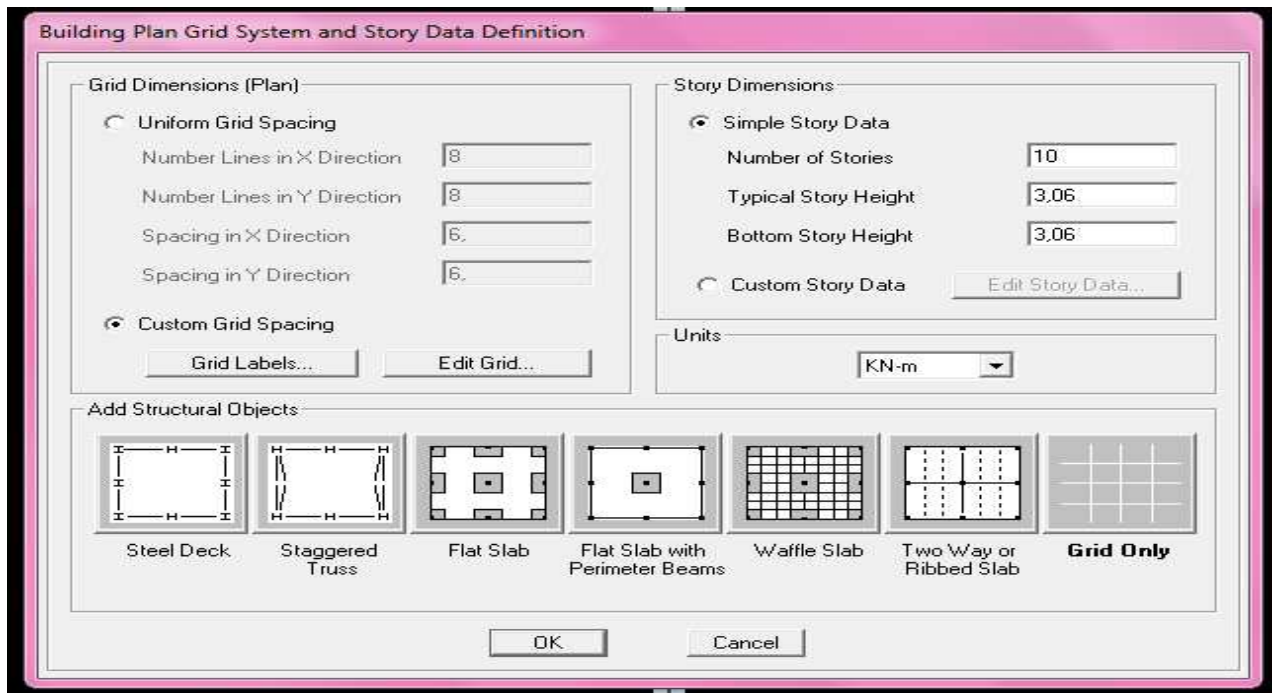
Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction

Hauteur d'étage → story height ;

Le nombre d'étage → Number of stories ;

La hauteur d'étage courant → typical story height ;

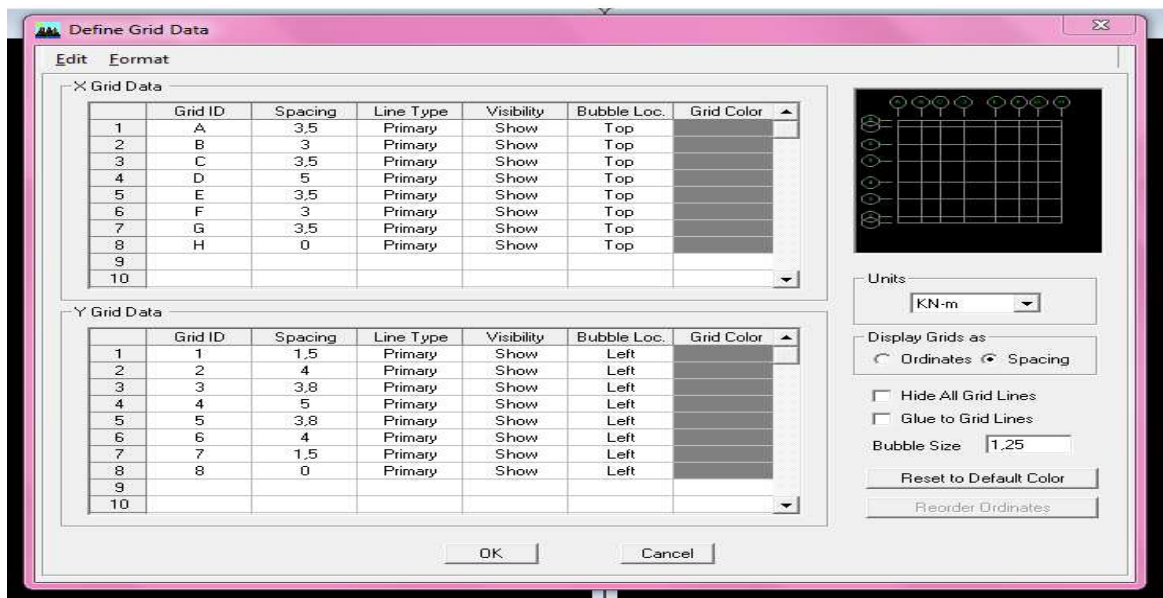
La hauteur d'étage en bas → bottom story height.



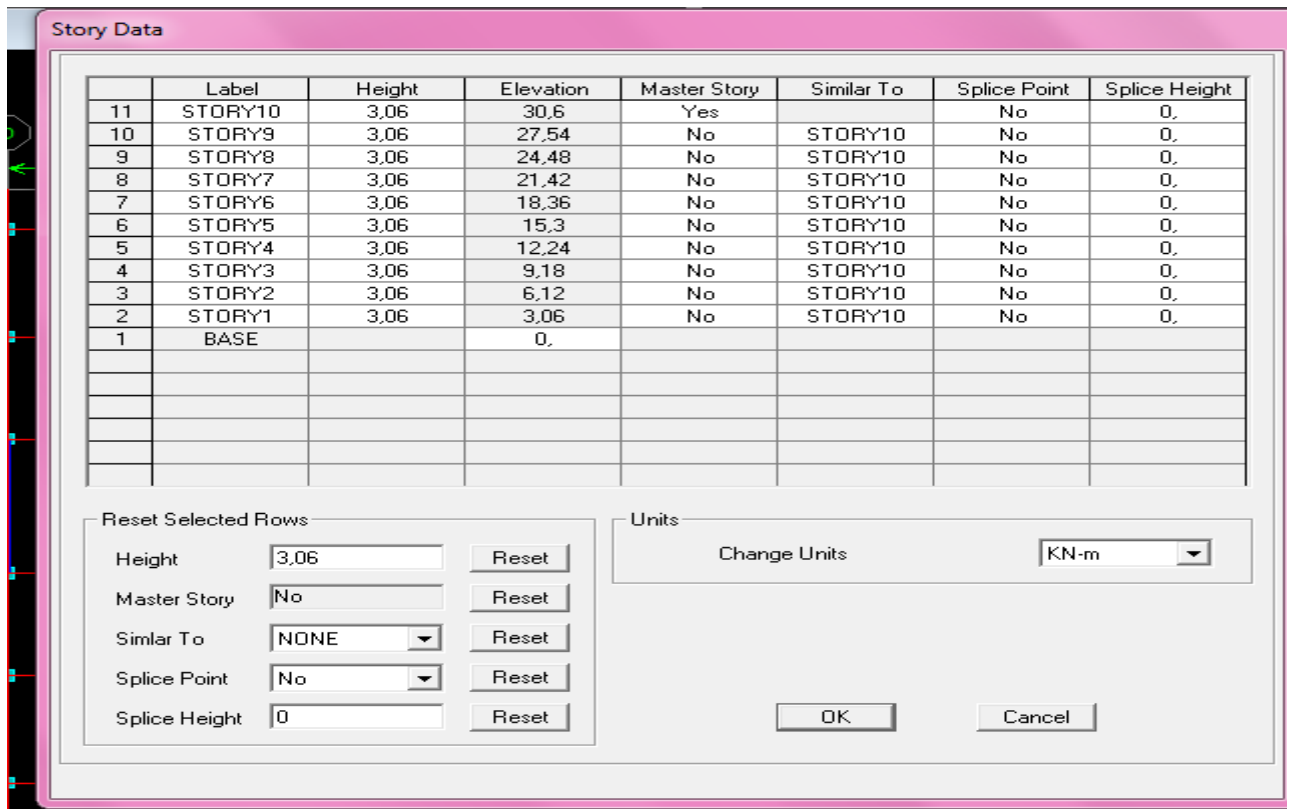
•**Modification de la géométrie de base**

· Pour modifié les longueurs de trames et des hauteurs d'étage

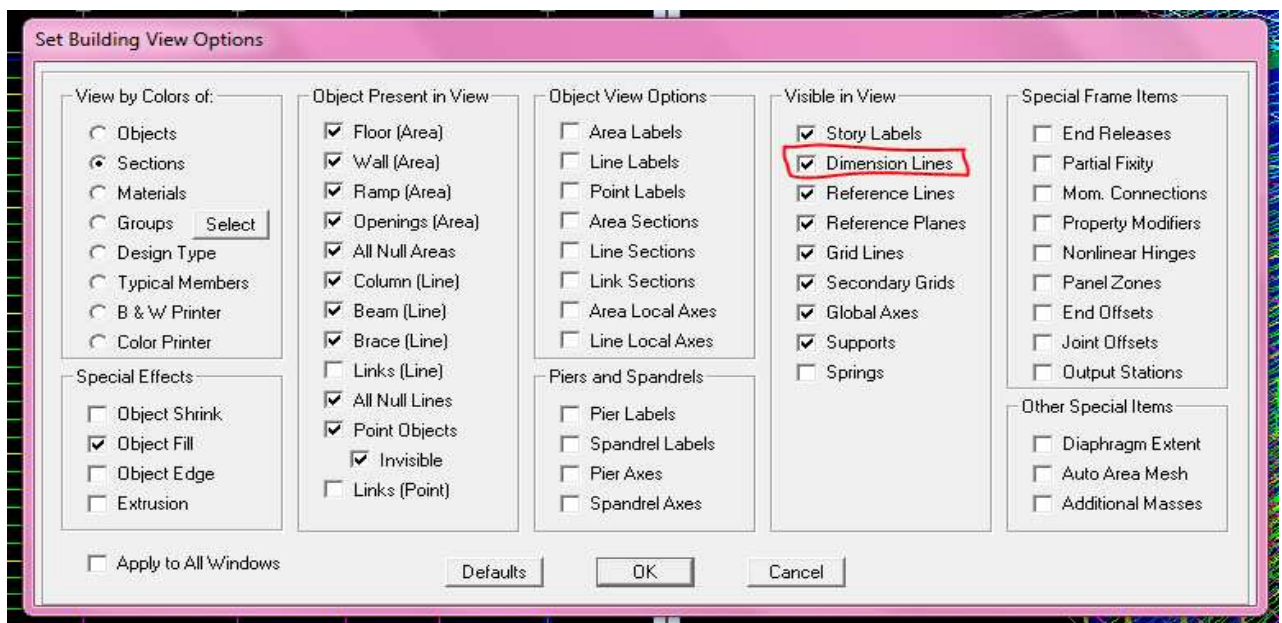
On clique sur le bouton droit de la souris. Puis on introduit les distances cumulées puis on clique sur ok



Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.




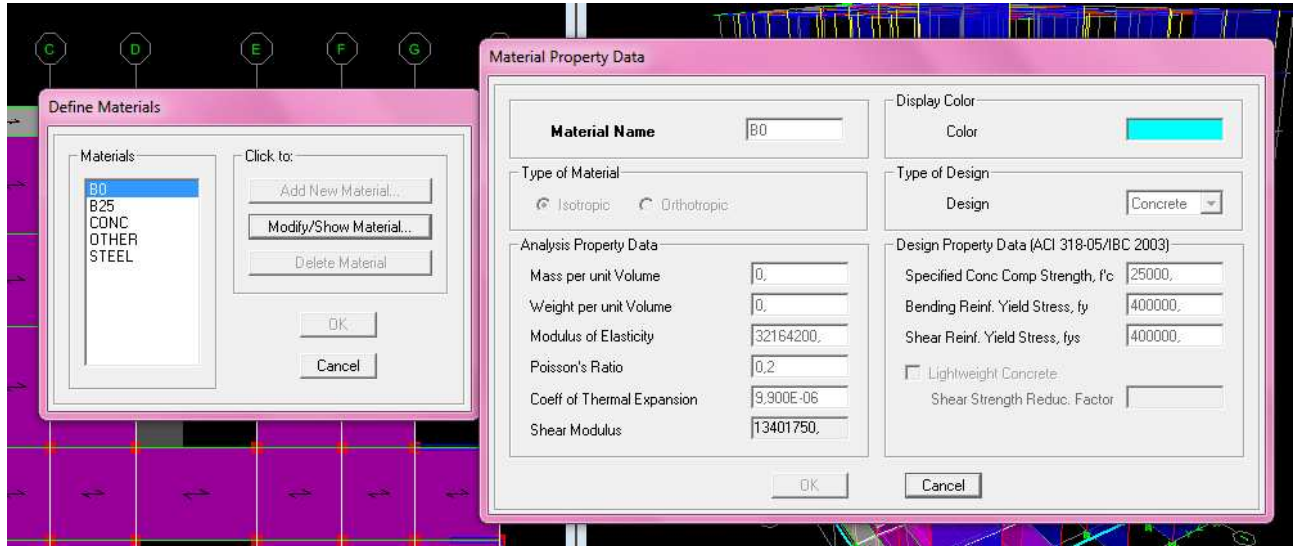
❖ **Vérification des dimensions** : cliquer sur cette icône ou bien : View → set building view options



V-4-2) 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** → **Material proprietes** ou bien 
 → On sélectionne le matériau **CONC.**
 → **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



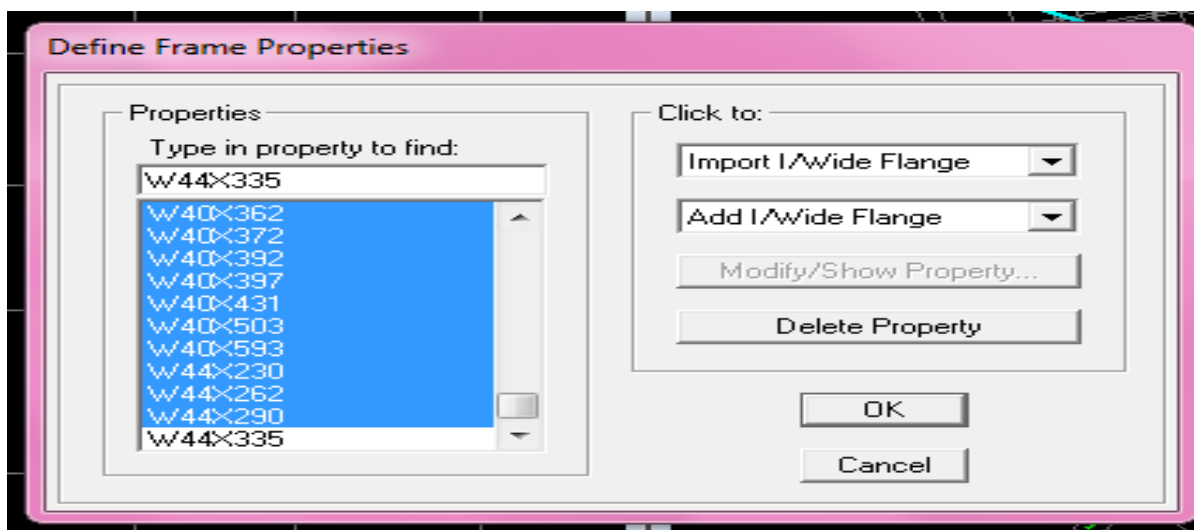
V-4-3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l’affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

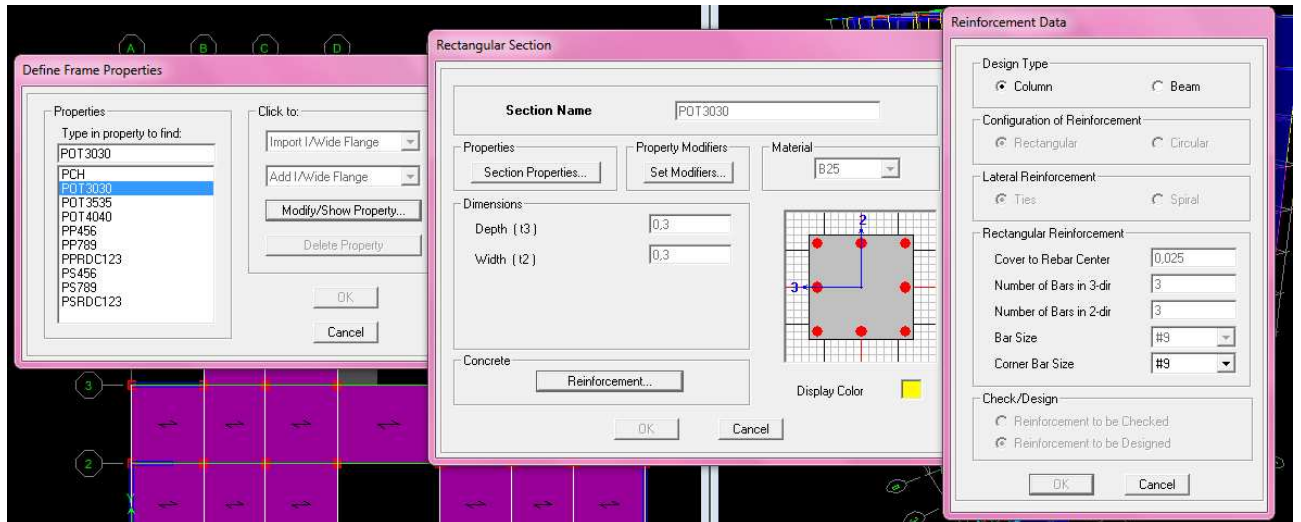
•Définition des différents éléments:

A. Les éléments barres:

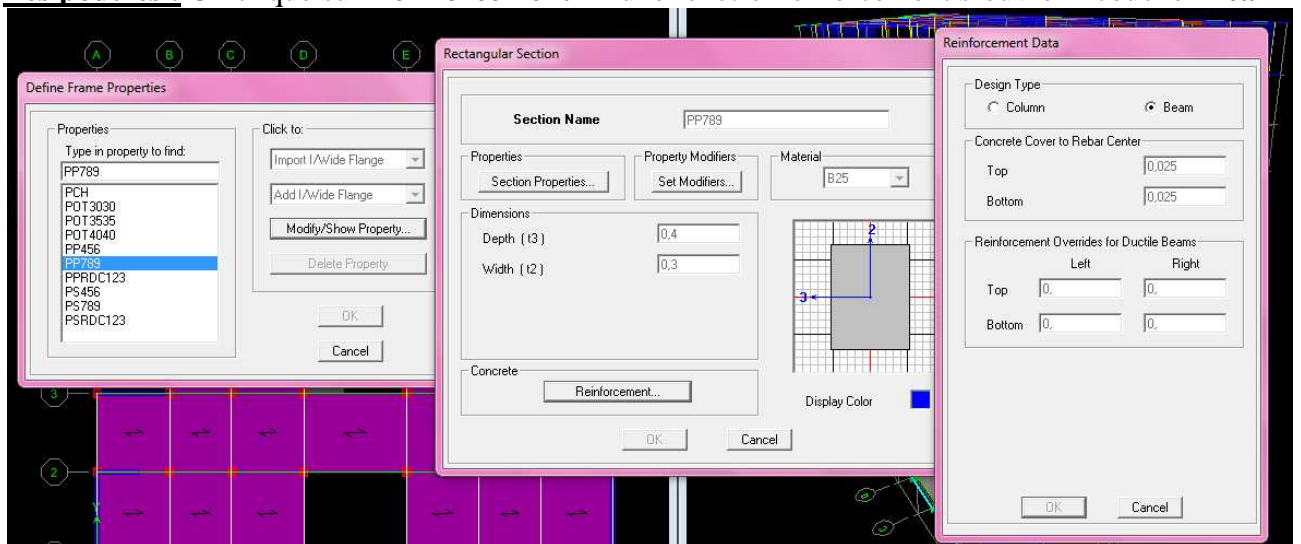
Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**. Ou bien on clique sur l’icône 
 Icône **properties**→ on sélection tout →**delete property**
 Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections. »



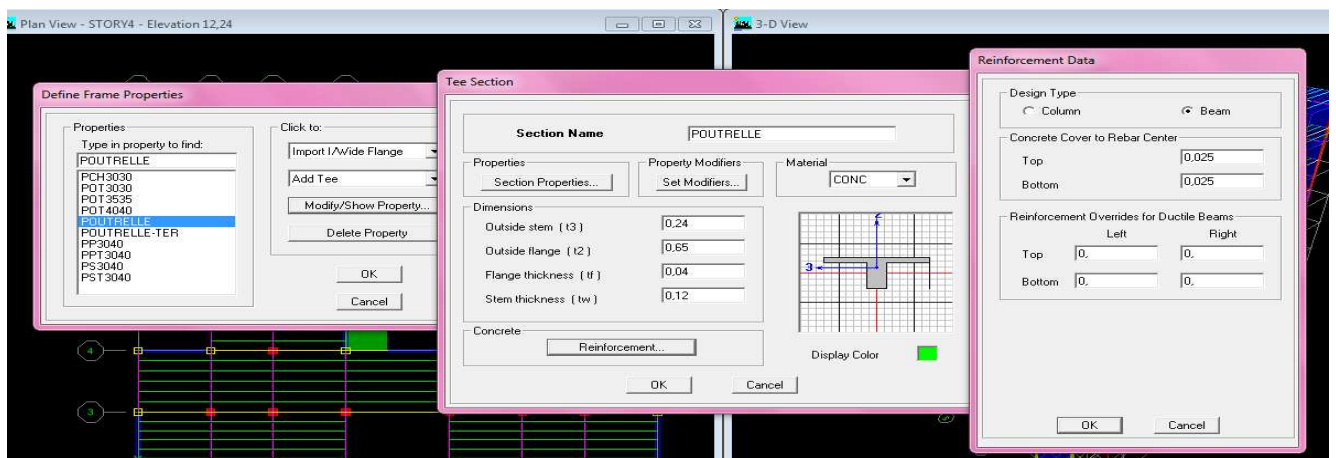
Les poteaux : On clique sur **Reinforcement** → une fenetre rienforcement s’ouvre →**coucher column**



Les poutres : On clique sur **Reinforcement** → une fenetre renforcement s'ouvre → coucher **Beam**



Les poutrelles : On clique sur l'icone **click to** → On clique sur **Add Tee** « ajout de sections »

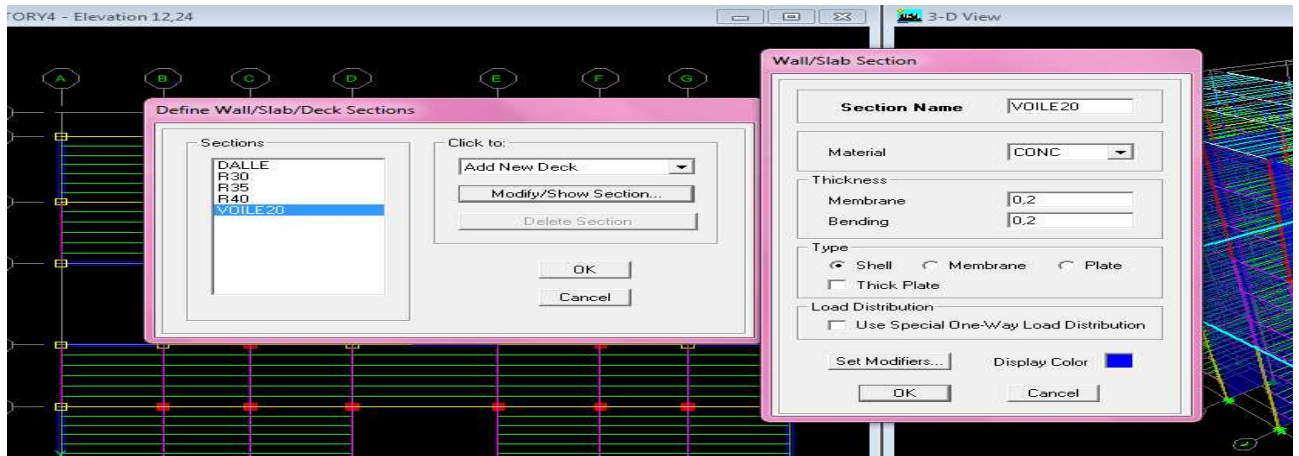



B. Les éléments plaques :

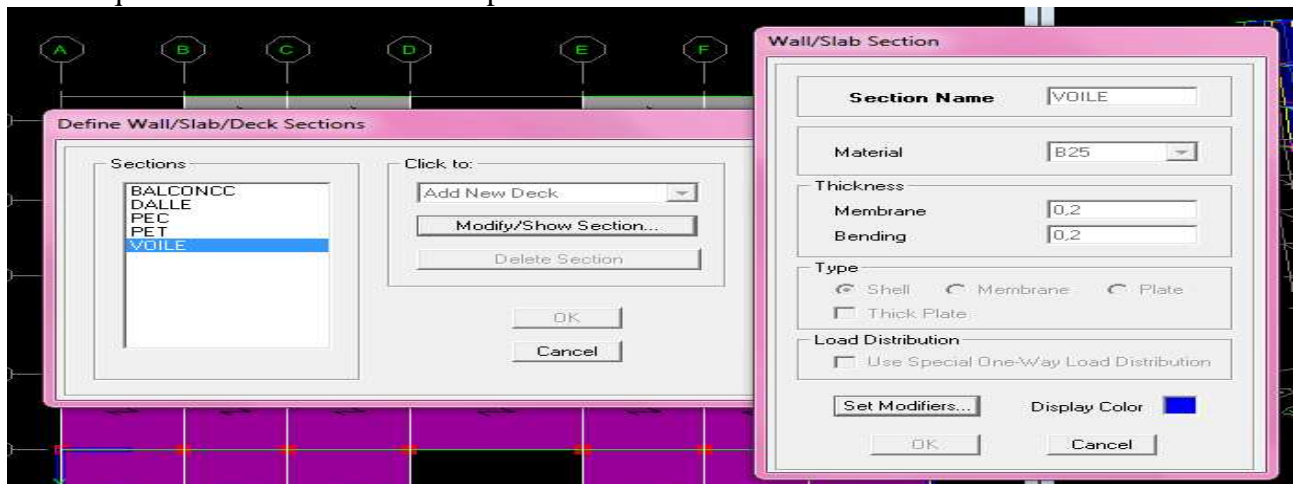
Voiles : On choisit le menu **Define** → wall/slab, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélection tout → **delete property**

Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections »
 on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

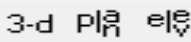


Dalles pleines : **Define** → wall/ slab/ deck sections, ou bien on clique sur 
 → on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom

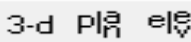


C. Affectation des sections aux différents éléments des portiques :


❖ **Pour les poteaux :**



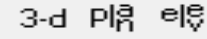
Il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur 
Draw → **draw line objects** → **Create lines in region or at clicks (plan, elev , 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object** none choisir le nom de la section ex : pot 40x40 au dessous de la fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner.

❖ **Pour les poutres :**

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 
Draw → **draw line objects** → **create lines in region or at clicks (plan , elev , 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object** none choisir le nom de la section ex : PP 30x40 au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner.

❖ **Pour les voiles :**

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw → draw Area objects → create walls in region or at clicks (plan) ou bien on clique sur l'icône ( ou bien ) mais il faut se mettre en élévation 

❖ **Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :**

Draw → draw Area objects → Draw walls (plan) il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section : voile → **Drawing Control Fixed Length** « I » on donne sa longueur

❖ **Les dalles pleines :** Il faut se mettre en plans :

Draw → Draw Area Objects → Draw Rectangular Area ou bien → Create Areas At Clicks ou bien → Draw Area (plan, elev , 3D) Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section **dalle pleine** .

Remarque : Au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur chaque travée pour le dessiner le voile

V-4-4) Quatrième étape : charges statiques (G et Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Définition des charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases.** 

Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

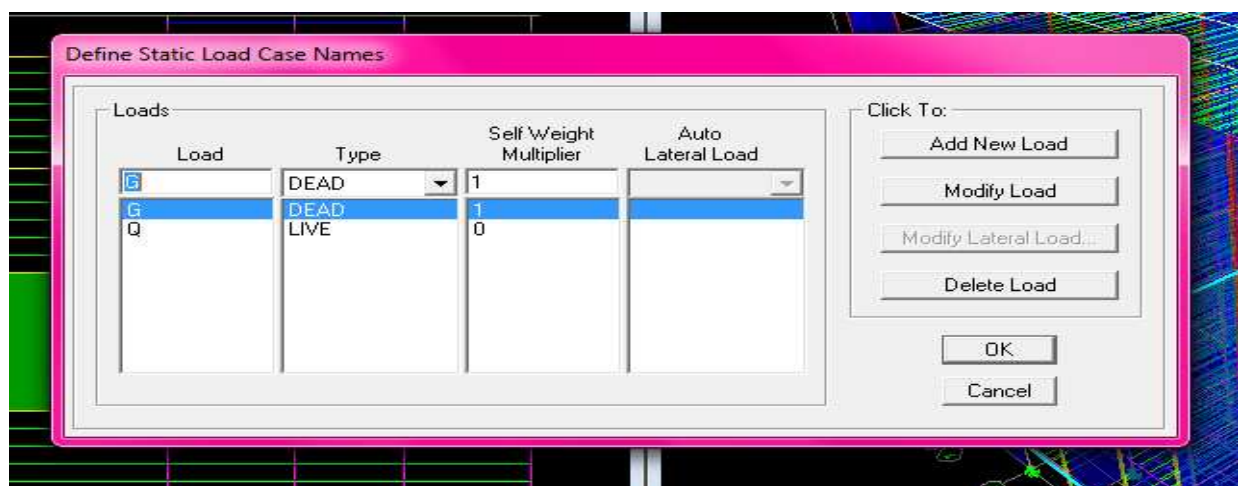
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



B) Affectation des charges

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux)

Tableau récapitulation des charges permanentes et d'exploitation (chapitre I)

Charger les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux.


Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire:

On sélectionne les dalles :

Assing → Shelle/ Area Loads → Uniform. Ou bien on clique sur l'icône 

Charger les poutrelles et les poutres secondaires :

Pour affectation des charges :

Je sélectionne les poutres secondaires et les poutrelles et en clique sur l'icône  ou bien → Aissing → Frame line /load → distribution → uniform load

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**.

V-4-5) Cinquièmes étapes : Définition de la charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : **Ila** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants)

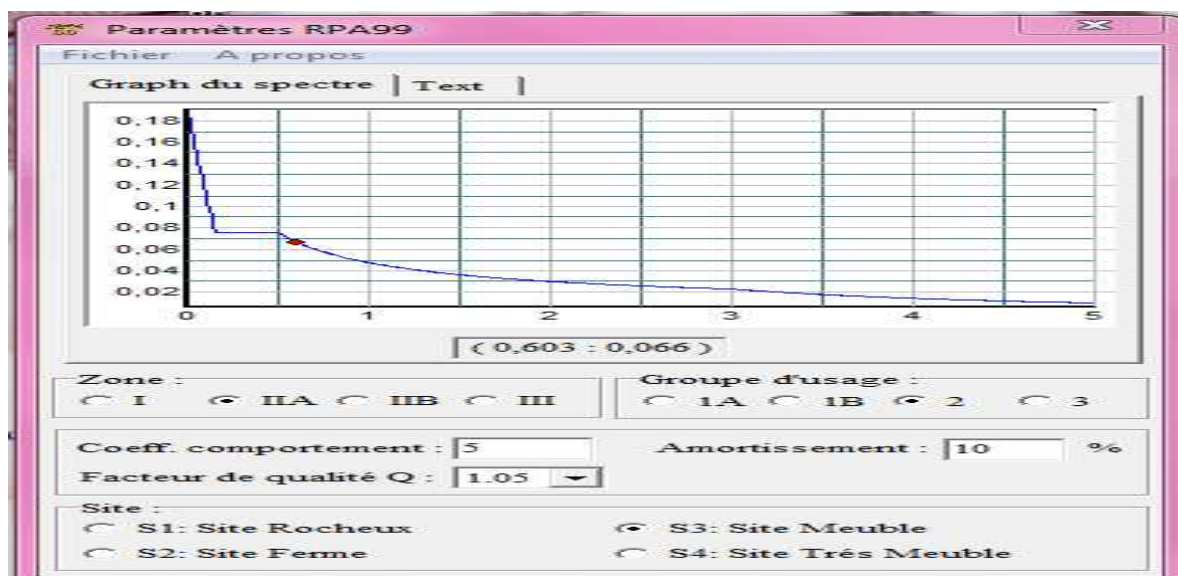
Coeff comportement : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Site : **S3** (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)

Facteur de qualité (Q): $Q=1+q \rightarrow Q=1.05$

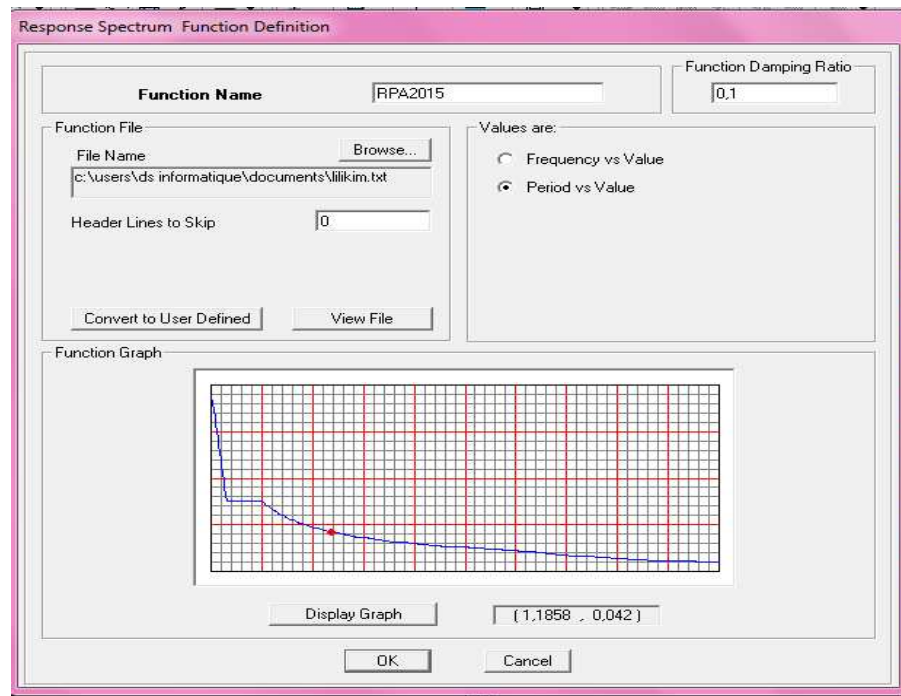
-On ouvre le logiciel

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → choose function type to add “Spectrum from file” → à **Function damping ratio** la valeur **0.1**



•Charge sismique :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define→**Reponses spectrum cases** →**Add New Spectrum** , ou bien on clique sur l'icône 

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**Gou Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

V-4-6) Seizième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

on clique sur :**Define**→ **Load combinations** ou bien cliquer sue l'icône 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur →**Add New Combo**, on aura à introduire le

Nom de la combinaison et les charges vec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case **Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case **Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

•Combinaisons aux états limites :

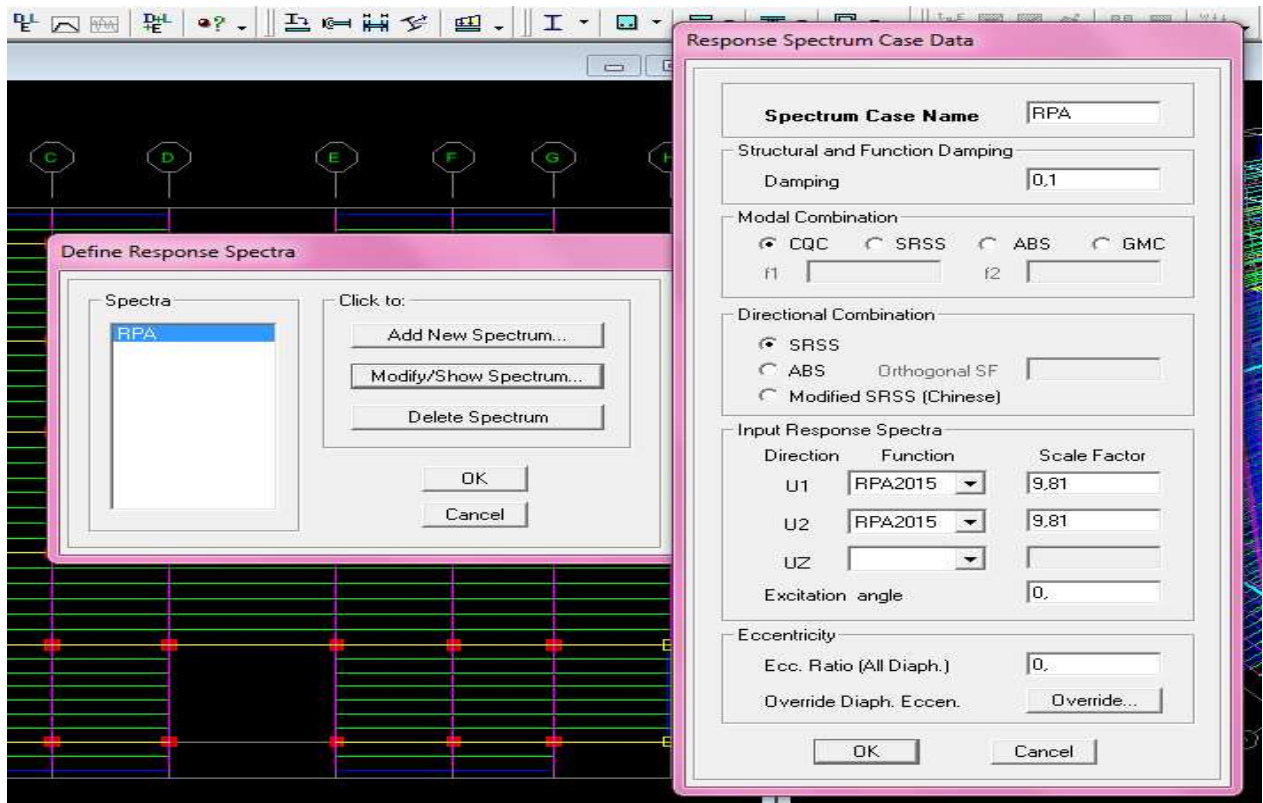
ELU : 1.35G+1.5Q.

ELS : G+Q.

•Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E.

08GE :0.8G±E.



V-4-7) Septième étape : Définir l'action sismique :


La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique

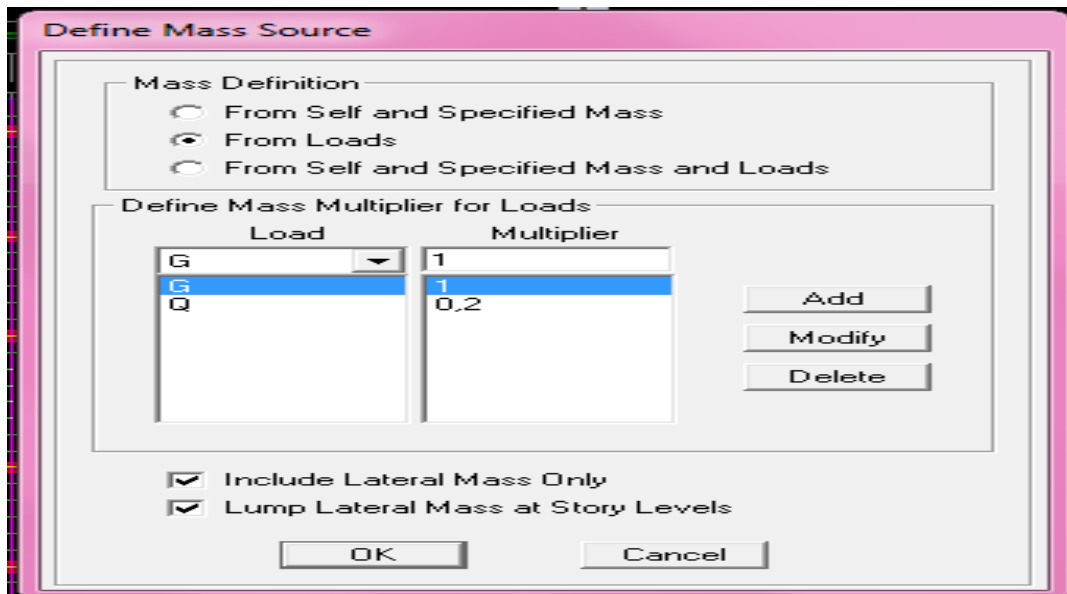
d'une manière automatique. dont cette masse égale

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA → $\beta = 0.2$

L'instruction à suivre:

Define → **masse source** ou bien on clique sur cette icône 



V-4-8) Huitième étape :

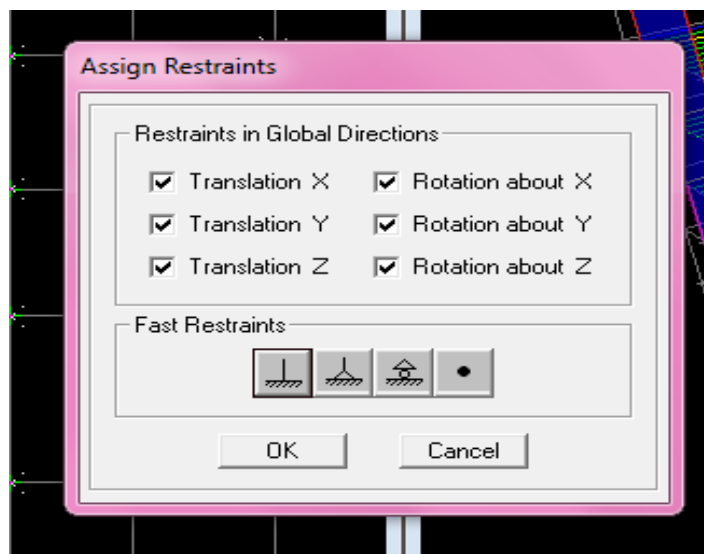
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

❖ Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le noeud est un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

→ Sélectionne les noeuds à la base.

Assing → joint/ point → restraints. Ou bien cliquer sur l'icône suivante 



Les diaphragmes :

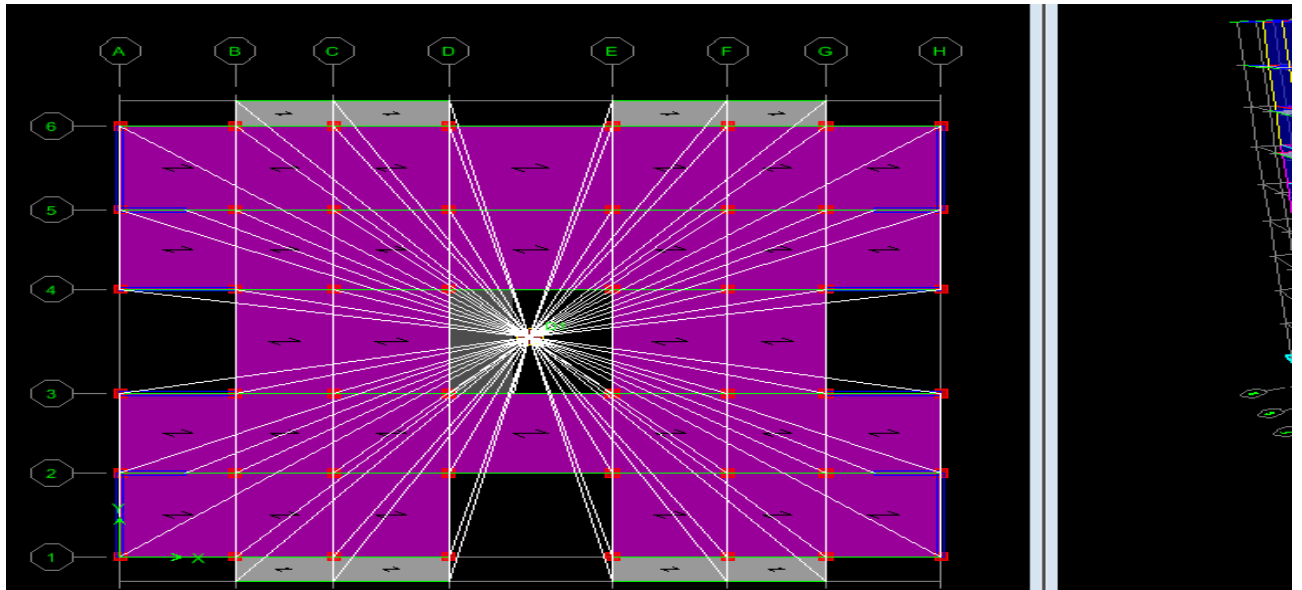
Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher

On clique sur cette icône  ou bien on procède comme suite :

Assing → joint/ point → Diaphragme → Add New Diaphragm.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

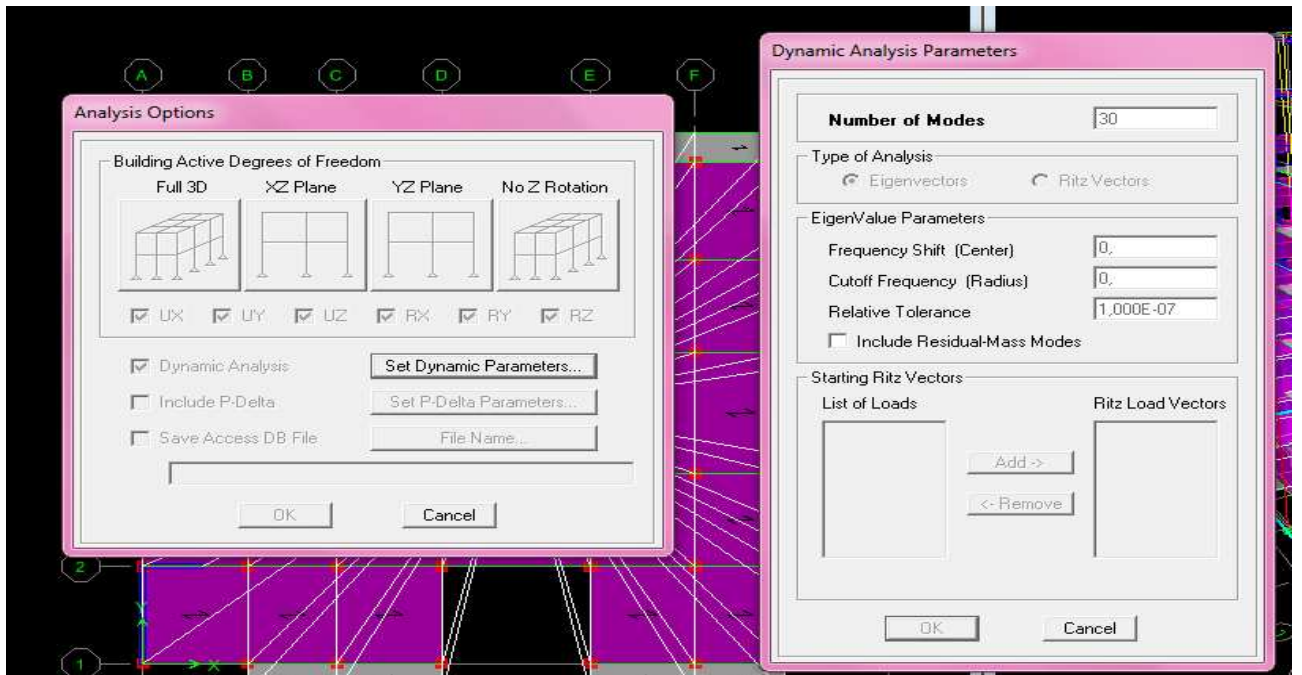
On refait la même opération pour tous les autres planchers



V-4-9) Neuvièmes étapes : l'analyse dynamique

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y'a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul de sorte à avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

Nombre de modes : Analyze→ set Analysis options.



L'analyse :**ANALYSE DYNAMIQUE**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

ANALYSE MODALE:

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

ANALYSE SPECTRALE :

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :

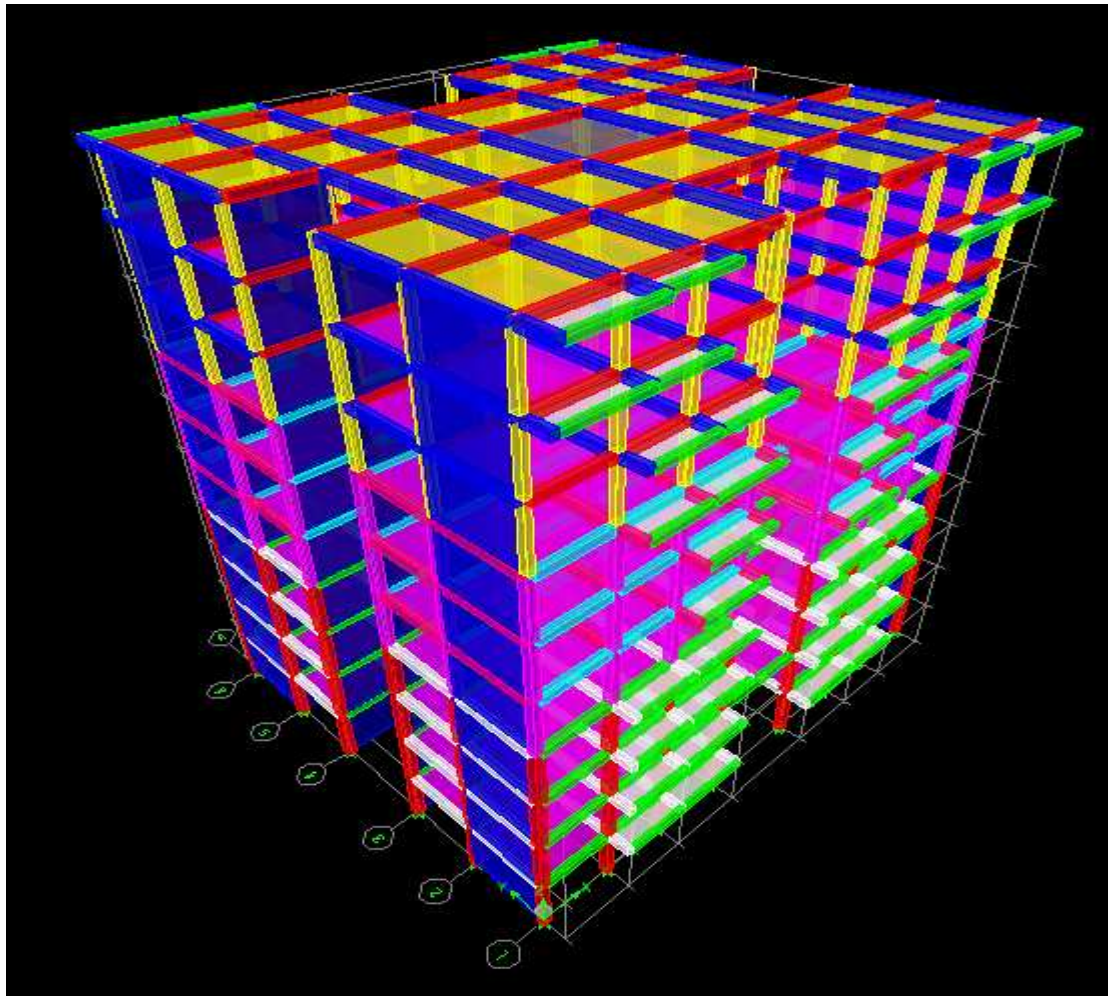
Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au noeud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

Exécution : Analyze→**RunAnalysis** , ou bien on clique sur le bouton **F5**.



V-4-10) Dixièmes étapes :

A) Visualisation des différents résultats :


Déformations :

Display → **Show Deformed Shape**

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des noeuds peuvent être affichées ou imprimées.

Visualisation des réactions :

Display → **Show Member Forces /Stress Diagram** → **Support/ Springs Reaction**

Ou bien on clique sur l'icône suivante 


Déformée de la structure :

On clique sur cette icône  ou bien on suit les instructions suivantes :

Display → **Show Deformed Shap** et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne dans le menu **Display** → **Show Member Forces/Stresses Diagram** → **Frame /Pier/Spandrel**

Forces, ou bien on clique sur cette icône 

Efforts internes et les moments dans les éléments barres :

➤ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres par **Select** → **By Frame Section** on sélectionne les poutres **Ok**

En suite 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.

➤ Les contraintes 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 **Select** → **All**, et puis sur **Display** → **Show Table** → **Displacements** → **Displacements Data** puis on coche **Diaphragm CM Displacement**.

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**.

la colonne **Ux** correspond au sens **xx**, et **Uy** au sens **yy**.

➤ Effort tranchant

• A la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur

Display → **Show Table** → **Modul Information** → **Building Modul Information**

On coche **Reponse Spectrum Base Reactions**

Ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **RPA spectra** » → **Ok**

On sélection dans les résultats **All F1** correspond au **Vx dynamique** et **All F2** correspond au **Vy dynamique**

➤ Le poids total de la structure Wt :


Select → **All**

Display → **show table**

Model Definition → **Building Data** → **Masse Data** → **Table : DiaphragmeMasse Data** → **Ok**

➤ Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages

Display → **Show Table** → **Building Output** → on coche **Center Mass Rigidity**. → **Ok**



Chapitre VI: VERIFICATION RPA

VI) Vérification RPA:**VI-1) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :**

A. Le spectre de réponse : C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ Formule (4-4)

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

Le site :

La zone : zone IIa TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ **Classification de l'ouvrage :** selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, dont la hauteur $H = 34,81 \text{ m} < 48\text{m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à *Tizi-Ouzou (Zone IIa)*.

❖ **Classification du site :** Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3.**

❖ **Coefficient de comportement R :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction) $\rightarrow R=5$

❖ **Facteur de qualité :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.

- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation de la masse est importante

Pas de variation de la masse → **Condition vérifiée : $P_{1x} = P_{1y} = 0$**

❖ **La régularité en élévation est vérifiée : $P_{2x} = P_{2y} = 0,05$**

❖ **La régularité en plan est vérifiée : $P_{3x} = P_{3y} = 0$**

❖ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

→ **Condition vérifiée : $P_{4x} = P_{4y} = 0$**

❖ **Redondance en plan : → Condition vérifiée : $P_{5x} = P_{5y} = 0$**

❖ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

Critère q »	Pénalité Pq sens x-x	Pénalité Pq sens y-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau.1 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

VI-2) Vérification selon les exigences du RPA :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour ce la, le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Vérification de la participation modale.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment
- Vérification de l'excentricité.
- L'effet du 2ème ordre (effet P- Δ).
- Efforts normales au niveau des poteaux

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

VI-2-1) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,793549	67,2412	0	0	67,2412	0	0
2	0,769973	0	66,7416	0	67,2412	66,7416	0
3	0,699109	0,0001	0,0335	0	67,2412	66,7751	0
4	0,197563	17,9966	0	0	85,2378	66,7751	0
5	0,178958	0	19,4466	0	85,2378	86,2217	0
6	0,160799	0	0,0001	0	85,2378	86,2218	0
7	0,085267	6,9549	0	0	92,1928	86,2218	0
8	0,078319	0	7,1429	0	92,1928	93,3647	0
9	0,069525	0,0001	0,0001	0	92,1929	93,3648	0

La

valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. ($C_T=0.05$).

$$T=0,05 (30,6)^{3/4}=0,65 \text{ s}$$

$$T_1^{er} \text{ mode} = 0,793\text{s} < 1,3 \times 0,65 = 0,845 \text{ s} \implies \text{condition vérifier.}$$

VI-2-2) Vérification des déplacements

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

-Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}; \delta_k = T_k / R_{jk}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \Delta_k \leq 0.01 h_e$$

UX	UY	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	Δ_x^k	Δ_y^k	1% h	vérification
0,0128	0,0123	0,0128	0,0123	0,0015	0,0015	0,0306	vérifiée
0,0113	0,0108	0,0113	0,0108	0,0016	0,0015	0,0306	vérifiée
0,0097	0,0093	0,0097	0,0093	0,0016	0,0016	0,0306	vérifiée
0,0081	0,0077	0,0081	0,0077	0,0016	0,0015	0,0306	vérifiée
0,0065	0,0062	0,0065	0,0062	0,0015	0,0015	0,0306	vérifiée
0,005	0,0047	0,005	0,0047	0,0015	0,0014	0,0306	vérifiée
0,0035	0,0033	0,0035	0,0033	0,0013	0,0012	0,0306	vérifiée
0,0022	0,0021	0,0022	0,0021	0,0011	0,001	0,0306	vérifiée
0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0008	0,0008	0,0306	vérifiée
0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0306	vérifiée

Tableau 3 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

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).

B): Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = ht / 500$$

f : la flèche admissible.

ht : la hauteur totale du bâtiment.

➤ **Sous l'action de Ex :**

$$\delta_{max} = 0,0128m \rightarrow f = ht/500 = 30,6/500 = 0,0612 m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sous l'action de Ey :**

$$\delta_{max} = 0,0123m \rightarrow f = ht/500 = 30,6/500 = 0,0612 m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

VI-2-3) Vérification de l'effort tranchant à la base

A): Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : **2** d'après le tableau (Tab 4.1) \implies **A = 0.15**

Zone sismique : **IIa**

R = 5 (structure mixte avec interaction).

➤ **Calcul du poids total de la structure Wt :**

Du logiciel ETABS :

Group	Total MassX	Total MassY	Total MassZ
ALL	4657,6027	4657,6027	0

Tableau 5 : Le poids total de la structure

$$W_t = M_t \times g = 4657,6027 \times 10 = 46576,027 \text{ KN.}$$

➤ **Q : Calcul du facteur de qualité :**

$$Q = 1 + \sum q = 1 + 0,05 = 1,05$$

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_{ETABS} = 0,793 \text{ [s].}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 (RPA 99 ver 2003)**

Site 3 \rightarrow **T₂ = 0,5 [s]** (Site meuble)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\implies \xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76 \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$T_2 < T_{ETABS} < 3,0 \text{ [sec]} \text{ Alors } \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2)^{0,67} / T_{structure}$$

$$D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5)^{0,67} / 0,793 = 1,39 \text{ sec}$$

$$V = A.D.Q.W / R = 0,15 \times 1,39 \times 1,05 \times 46576,027 / 5 = 2039,33 \text{ KN.}$$

$$0,8 V = 0,8 \times 2039,33 = 1631,464 \text{ KN}$$

B) Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique :

$$V_x \text{ dynamique} = 1937,77 \text{ [KN].}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 1973,41 \text{ [KN].}$$

C) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{\text{statique}} = 2039,33 \text{ KN} \text{ @ } 0,8 \text{ V} = 0,8 \times 2039,33 = 1631,464 \text{ KN}$$

$$V_x \text{ dyn} = 1937,77 > 80\% \text{ V} = 1631,464 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_y \text{ dyn} = 1973,41 > 80\% \text{ V} = 1631,464 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

VI-2-4): Vérification de l'excentricité :

Définition : 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.

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

Etage	Masse		Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)	
	MassX	MassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	492,8058	492,8058	12,481	10,528	12,501	10,303
ETAGE 1	492,8058	492,8058	12,481	10,072	12,504	10,301
ETAGE 2	479,6311	479,6311	12,48	10,3	12,509	10,296
ETAGE 3	472,6103	472,6103	12,48	10,3	12,514	10,296
ETAGE 4	455,2295	455,2295	12,518	10,3	12,523	10,296
ETAGE 5	455,2295	455,2295	12,518	10,3	12,534	10,296
ETAGE 6	462,2123	462,2123	12,518	10,3	12,542	10,297
ETAGE 7	455,99	455,99	12,479	10,3	12,547	10,297
ETAGE 8	455,99	455,99	12,479	10,3	12,548	10,297
ETAGE 9	435,0984	435,0984	12,5	10,3	12,547	10,298

Tableau 6 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

A)-Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit :
 $e = 0,05.L_x$

RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens $x-x$ (ex) : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\%L_y$

Suivant le sens Y-Y (ey) : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\% L_x$

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules

Suivantes

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Etage	e_x	5% L_x	e_y	5% L_y	Observation
RDC	0,02	1,25	0,225	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 1	0,023	1,25	0,229	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 2	0,029	1,25	0,004	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 3	0,034	1,25	0,004	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 4	0,005	1,25	0,004	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 5	0,016	1,25	0,004	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 6	0,024	1,25	0,003	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 7	0,068	1,25	0,003	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 8	0,069	1,25	0,003	1,18	Condition vérifiée
ETAGE 9	0,047	1,25	0,002	1,18	Condition vérifiée

Tableau7 : Vérification de l'excentricité théorique.

VI-2-5) Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

La valeur de la force axiale appliquée.

La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

P_k: poids de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «**k**»

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

V_k:effort tranchant d'étage au niveau «**k**»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «**k**» par apport au niveau «**k-1**»

h_k: hauteur d'étage «**k**».

Si $\delta \cdot \kappa \leq 0.1$ → effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 \leq \delta \cdot \kappa \leq 0.2$ → Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \delta \cdot \kappa)$.

Si $\theta \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

caractéristiques des niveaux			sens x-x			sens y-y		
NIVEAU	P (KN)	hk	Δk	V_k	Θ_x	Δk	V_k	Θ_y
ETAGE 9	4798,4	3,06	0,0015	468,59	0,0050	0,0015	473,69	0,0050
ETAGE 8	4547,33	3,06	0,0016	768,99	0,0031	0,0015	786,61	0,0028
ETAGE 7	4547,34	3,06	0,0016	1010,34	0,0024	0,0016	1027,3	0,0023
ETAGE 6	4681,67	3,06	0,0016	1222,93	0,0020	0,0015	1240,86	0,0018
ETAGE 5	4551,43	3,06	0,0015	1399,58	0,0016	0,0015	1420,29	0,0016
ETAGE 4	4551,42	3,06	0,0015	1544,94	0,0014	0,0014	1566,98	0,0013
ETAGE 3	4804,38	3,06	0,0013	1667,57	0,0012	0,0012	1690,02	0,0011
ETAGE 2	4804,37	3,06	0,0011	1769,99	0,0010	0,001	1794,46	0,0009
ETAGE 1	4934,77	3,06	0,0008	1861,97	0,0007	0,0008	1891,37	0,0007
RDC	4934,78	3,06	0,0003	1937,77	0,0002	0,0003	1973,41	0,0002

Tableau 8 récapitulatif de l'effet P- Δ


On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.



Chapitre VII: FERRAILLAGE DES ELEMENTS

FERRAILLAGE DES POTEAUX

VII-1) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

	F_E (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	400	25	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	400	25	1,15	1,00	18,48	25	400

Tableau VII-1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

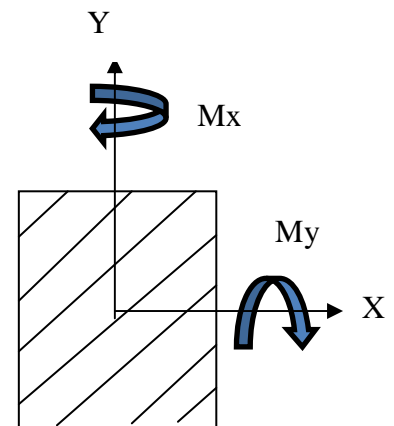


Figure VII-1 : les moments dans les poteaux.

VII-1-1) Réglementation :

Combinaisons de calcul :

Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- ♦ **A l'ELU** : $1,35G+1,5Q$
- ♦ **A l'ELS** : $G+Q$
- ♦

Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- ♦ $G + Q \pm E$,
- ♦ $0,8G \pm E$

✚ **Recommandation du RPA 2003 :**

A) Armature longitudinales : (Art 7.4.2.1 de RPA)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

• **Pourcentage minimal**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

poteaux (40 * 40): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$

poteaux (35 * 35): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$

poteaux (30 * 30): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$

• **Pourcentage maximal**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

➤ **Zone courante**

poteaux (40 * 40): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

poteaux (35 * 35): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

poteaux (30 * 30): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement**

poteaux (45 * 55): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

poteaux (40 * 50): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

poteaux (35 * 45): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau- poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

VII-1-2) Calcul de la section d'armature donner a l'ELU dans la situation durable et accidentelle.

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).

a) Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

➤ **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} \quad \longrightarrow \quad \text{Deux cas peuvent se présenter.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :(S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

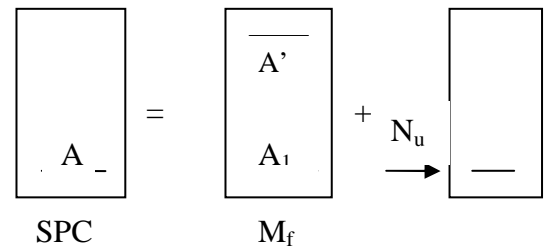


Figure VII-2 : section d'un poteau SPC.

Avec :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

M : Moment fictif.

➤ **Détermination des armatures**

- **Calcul du moment fictif**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A'=0$)

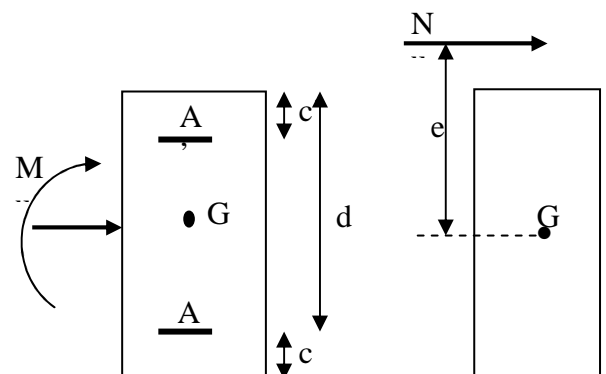


Figure VII-3: Les moments exerçant sur les poteaux

- **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles**

$$A = Af \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- **Armatures en flexion simple**

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A = Af - \frac{N}{\sigma_{st}}$

❖ Section entièrement comprimé (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec:

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

2) Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')} \quad A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I :** RDC, 1er, 2eme et 3eme étage.
- **Zone II :** Du 4eme au 6eme étage.
- **Zone III :** Du 7eme au 9eme étage.

VII-1-3) Calcul du ferrailage des poteaux :

Exemple de calcul manuel :

Poteau : 40x40

$N_{max} = -199,75 \text{ KN}$ \longrightarrow $M_{cor} = 91,928 \text{ KN.m}$ (Effort de compression).

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{91,928}{199,75} = 0,46 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0,4}{2} - 0,03 = 0,17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 91,928 + 199,75 \left(\frac{0,4}{2} - 0,03 \right) \longrightarrow M_f = 125,88 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$d = h - c = 0,40 - 0,03 = 0,37 \text{ m}$$

$$N(d - c') - M_f = 199,75 \times (0,40 - 0,03) - 125,88 = -51,97 \text{ KNm}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = (0,337 \times 0,4 - 0,81 \times 0,03) \times 0,4 \times (0,4)^2 \times 14,2 \times 10^3 = 100,42 \text{ KNm}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = 100,42 > N_u(d - c') - M_f = -51,97$$

\longrightarrow La condition est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcul A_{st} :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{125,88 \times 10^6}{400 \times (370)^2 \times 18,48} = 0,124 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow SSA \longrightarrow \beta = 0,934$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{125,88 \times 10^5}{0,934 \times 37 \times 348 \times 10^2} = 10,46 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_f = 10,46 \text{ cm}^2}$$

Les armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 10,46 - \frac{199,75 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 4,73 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 4,73 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Niveau	Section	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2-c	M _f	Nature	OBS	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} RPA	Choix	A _s Adoptre
I	Du RDC au 3eme étages	40×40	Nmax ELU	2094,16	4,597	0,002	0,170	360,60	SEC	SSA	0	0	12,80	8HA16	16,08
			Nmin 0,8 G+E	549,84	2,574	0,005	0,170	96,05	SEC	SSA	0	0			
			Mmax G+Q+E	199,75	91,928	0,320	0,170	125,88	SPC	SSA	0	4,73			
II	Du 4 eme au 6 eme étages	35×35	Nmax ELU	1236,05	12,418	0,010	0,145	191,64	SEC	SSA	0	0	9,80	4HA16 + 4HA14	14,20
			Nmin 0,8 G+E	105,26	7,488	0,070	0,145	22,75	SEC	SSA	0	0			
			Mmax G+Q+E	128,45	62,449	0,486	0,145	81,07	SPC	SSA	0	4,09			
III	Du 7 eme au 9 eme étages	30×30	Nmax ELU	628,47	10,815	0,017	0,120	86,23	SEC	SSA	0	0	7,20	8HA14	12,31
			Nmin 0,8 G+E	8,12	5,649	0,695	0,120	6,62	SEC	SSA	0	0			
			Mmax G+Q+E	133,69	48,090	0,359	0,120	64,13	SPC	SSA	0	3,62			

Tableau VII-2 : Ferraillage des poteaux

B) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \implies \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en 8.

$$\text{Soit } (= 2,01 \text{ cm}^2).$$

➤ Les recommandations du RPA 99 (Art.7.4.2.2/RPA99 version 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

➤ Espacement des armatures

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,4, 15\text{cm}) = 14 \text{ cm}$$

$$\text{St} = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

$$\text{St} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_t^{\min} = 0,3\% t.b$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_t^{\min} = 0,8\% t.b$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2,142}{0,40} = 5,35 > 5$$

donc : $A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,003 \times 40 \times t = 0,12.t$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,12.t = 0,12 \times 10 = 1,20 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0,12.t = 0,12 \times 15 = 1,80 \text{ cm}^2$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,80 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5,35 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$

NIV	V _u (KN)	λ _g	ρ _b	b (cm)	h (cm)	A _{adpt}	τ _b (MPa)	τ _{bu} (MPa)	OBS.
Du RDC au 3eme étages	42,95	5,35	0.075	40	40	2,01	0,29	1,875	Vérifiée
Du 4 eme au 6 eme étages	41,8	6,12	0.075	35	35	2,01	0,37	1,875	Vérifiée
Du 7 eme au 9 eme étages	32,99	7,14	0.075	30	30	2,01	0,40	1,875	Vérifiée

Tableau VII-3 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

VII-1-4) Les vérifications à l'ELU :

Longueur de recouvrement :

Zone I : L_R = 40 φ₁ = 40 x 1,6 = 64 cm.

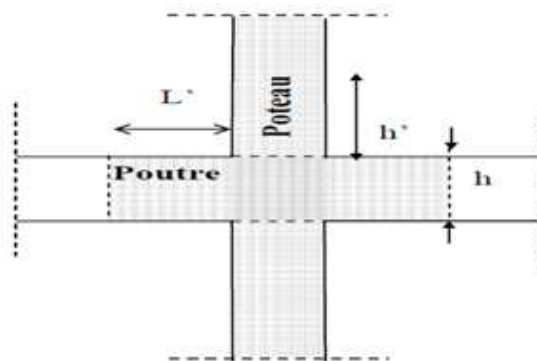
Zone II : L_R = 40 φ₁ = 40 x 1,6 = 64 cm

Zone III: L_R = 40 φ₁ = 40 x 1,4 = 56 cm.

Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306-40}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Soit h' = 60 cm



Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.21)

$$L_s = (\phi_1 \cdot f_e) / 4 \tau_{su} \quad \text{tel que : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 MPa Ψ_s = 1.5 pour les aciers a haute adhérence

Pour les HA14 : l_s = (1.4x400)/4x(0.6x1.5²x2.1) = 49.38 cm

Pour les HA16 : l_s = (1.6x400)/4x(0.6x1.5²x2.1) = 56.44 cm

VII-1-5) Vérification à l'ELS :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Zone	Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (cm ²)	A adoptée	OBS
I	RDC jusqu'au 3eme étage	40×40	Nmax-Mcor	1518,57	3,291	0,002	0,067	SEC	4,481	16,08	OK
			Nmin-Mcor	205,62	5,475	0,027	0,067	SEC	3,665		OK
			Ncor-Mmax	382,51	24,521	0,064	0,067	SEC	3,134		OK
II	4 eme jusqu'au 6eme étage	35×35	Nmax-Mcor	896,56	8,904	0,010	0,058	SEC	3,724	14,20	OK
			Nmin-Mcor	95,81	6,406	0,067	0,058	SPC	2,279		OK
			Ncor-Mmax	195,16	30,571	0,157	0,058	SPC	1,894		OK
III	7 eme jusqu'au 9eme étage	30×30	Nmax-Mcor	455,97	7,756	0,017	0,050	SEC	3,143	12,31	OK
			Nmin-Mcor	8,76	2,701	0,308	0,050	SPC	0,702		OK
			Ncor-Mmax	100,54	26,538	0,264	0,050	SPC	0,645		OK

Tableau VII-4: Vérification de la condition de non fragilité.

VII-1-6) Vérification des contraintes a l'ELS :**Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348$ Mpa

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15$ Mpa

Zone	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$\sigma_{b\sup}$	$\sigma_{b\inf}$	$\overline{\sigma}_b$	OBS	$\sigma_{s\sup}$	$\sigma_{s\inf}$	$\overline{\sigma}_s$	OBS
I	40×40	Nmax-Mcor	1518,57	3,291	8,77	8,28	15	OK	131,1	124,7	348	OK
		Nmin-Mcor	205,62	5,475	1,57	0,74	15	OK	22,60	12,10	348	OK
		Ncor-Mmax	382,51	24,521	3,99	0,30	15	OK	55,80	8,68	348	OK
II	35×35	Nmax-Mcor	896,56	8,904	5,43	0,07	15	OK	74,50	7,92	348	OK
		Nmin-Mcor	95,81	6,406	1,39	0,00	15	OK	19,00	1,62	348	OK
		Ncor-Mmax	195,16	30,571	5,50	0,00	15	OK	69,80	0	348	OK
III	30×30	Nmax-Mcor	455,97	7,756	5,72	3,06	15	OK	81,80	49,9	348	OK
		Nmin-Mcor	8,76	2,701	0,73	0,00	15	OK	8,05	0	348	OK
		Ncor-Mmax	100,54	26,538	7,27	0,00	15	OK	81,20	0	348	OK

Tableau VII-5 : Vérification des contraintes a l'ELS

➤ **Conclusion :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A adopté
7, 8,9	30×30	8HA14 =12,31
4, 5, 6	35×35	4HA16+4HA14 = 14,20
RDC, 1,2 et 3 ^{eme}	40×40	8HA16 = 16,08

Tableau V.6 : Ferraillage finale des poteaux.

Poteaux (40x40)

On opte pour le ferraillage suivant :

NIV:RDC,1,2 et 3eme

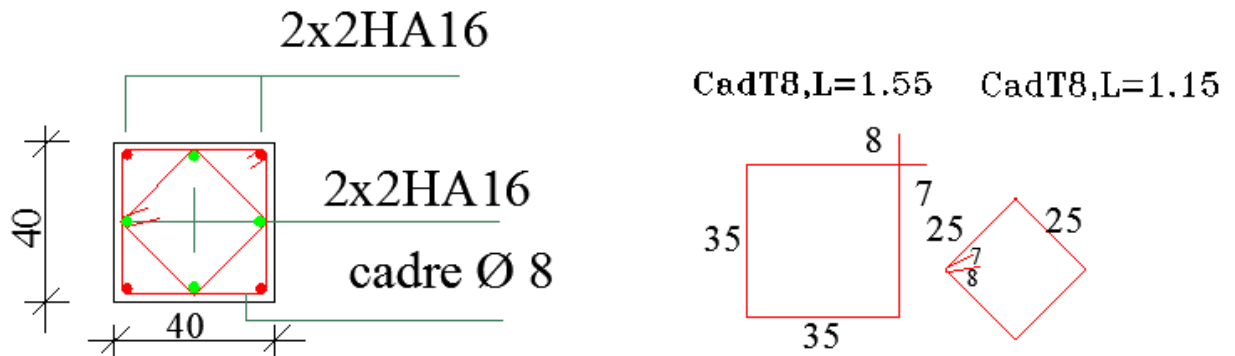


Figure V.5: **Disposition des armatures dans les poteaux (40x40)**

Poteaux (35x35)

On opte pour le ferrailage suivant :

NIV:4,5 et 6

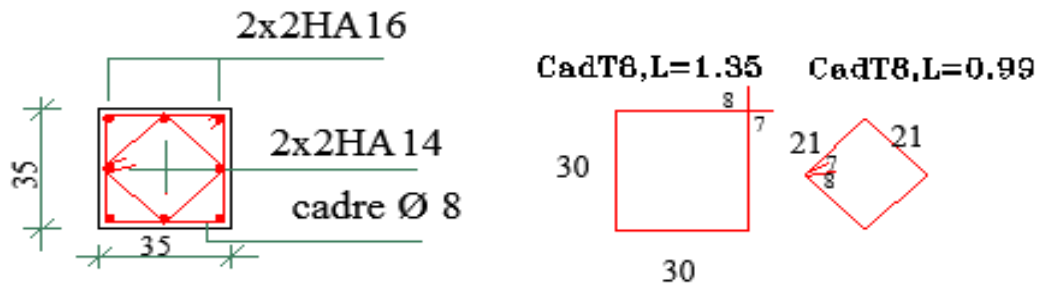


Figure V.6: Disposition des armatures dans les poteaux (35x35)

Poteaux (30x30)

On opte pour le ferrailage suivant :

NIV:7,8 et 9

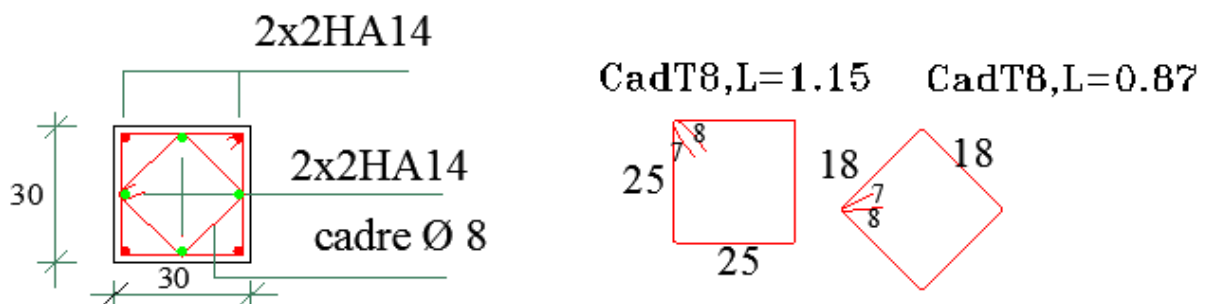



Figure V.7: Disposition des armatures dans les poteaux (30x30)



FERRAILLAGE DES POUTRES

VII-2) Ferrailage des poutres :**VII-2-1) Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils seront ferrillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ❖ 1,35G+1,5Qà l'ELU.
- ❖ G+Q.....à l'ELS.
- ❖ G+Q+E.....RPA 99 révisé 2003.
- ❖ 0,8G+E.....RPA 99 révisé 2003.

➤ **Recommandations du RPA version 2003:****A)-Armatures longitudinales :****1) Pourcentage total minimum:**

$A_{min} = 0,5\%$ (b x h) en toute section.

Poutres principales (30 x 40) : $A_{min} = 0.005(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 40) : $A_{min} = 0.005(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$

2) Pourcentage total maximum : $A_{max} = 4\%$ (b x h) → En zone courante.

$A_{max} = 6\%$ (b x h) → En zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales (30 x 40) :**

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$

✓ **Poutre secondaire (30x 40) :**

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est de : **40 Φ** (zone II a).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois.

B)-Armatures transversales :

La quantité d'armatures minimales et données par : $A_{min} = 0.003 .S_t .b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min (h/4 ; 12 \text{ Ø}) = 10 \text{ cm}$ → en zone nodale.

$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$ → en dehors de la zone nodale (courante).

Ø: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

St : Espacement maximum entre les armatures transversales.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII-2-2) Etapes de calcul de ferraillage :

1) **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

2) **Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) **On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :**

➤ **1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$.

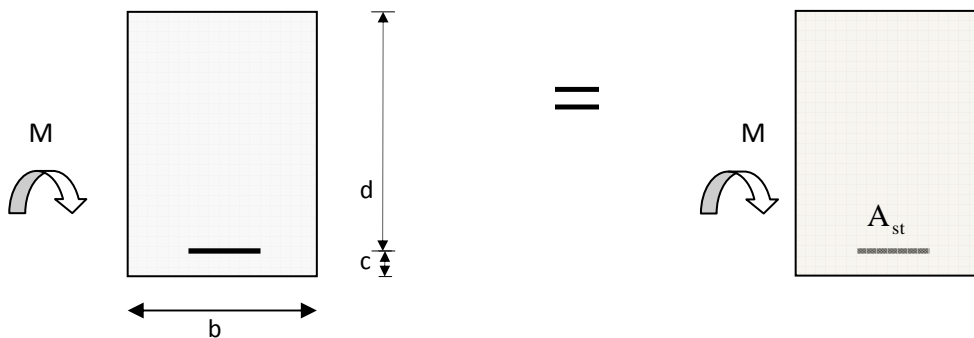


Fig: Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ **2ème cas : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

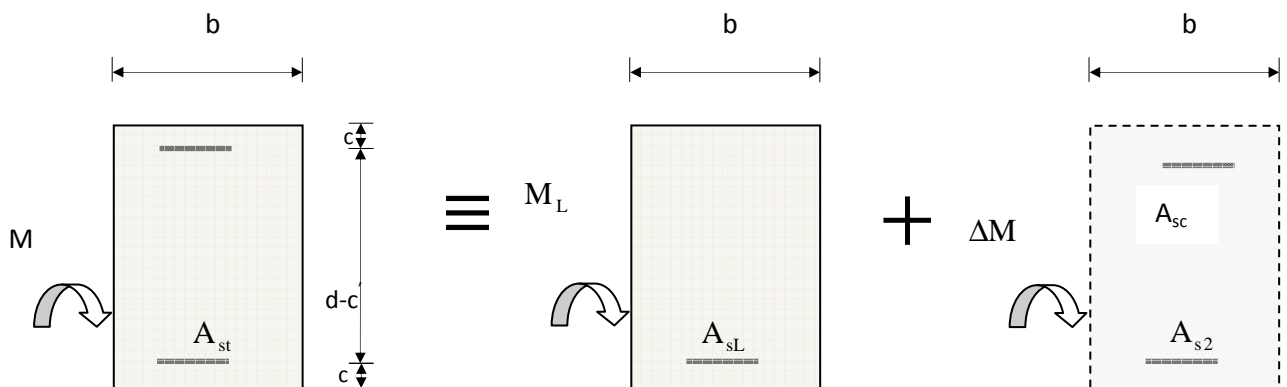


Fig: Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

VII-2-3) Le Ferrailage:

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferrailage.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

A)-Poutres principales :

	M_{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	β	Obs	A_{min} cm ²	A_s cm ²	Adopté cm ²	Ferrailage
Travée	41,26	ELU	30	37	0,070	0,964	SSA	6	3,32	4,62	3HA14
Appuis	66,93	G+Q+E	30	37	0,114	0,939	SSA		5,54	6,88	3HA14 + 2HA12

Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

Conclusion :

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

Lit inférieur : **3HA14 filantes.**

Lit supérieur : **3HA14 filantes+2HA12 chapeaux.**

B)-Poutres secondaires :

	M_{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	β	Obs	A_{min} cm ²	A_s cm ²	Adopté cm ²	Ferrailage
Travée	32,15	ELU	30	37	0,055	0,971	SSA	6	2,57	4,62	3HA14
Appuis	51,35	G+Q+E	30	37	0,088	0,954	SSA		4,18	4,62	3HA14

Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

Lit inférieur : **3HA14 filantes.**

Lit supérieur : **3HA14 filantes.**

VII-2-4) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{sens principale.}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{sens secondaire.}$$

- **Sens principale :**

Aux appuis : $A_{\text{app}} = 6,88 \text{ cm}^2 > 1,34 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,34 \text{ cm}^2$

⇒ **condition vérifiée.**

- **Sens secondaire :**

Aux appuis : $A_{\text{app}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,34 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,34 \text{ cm}^2$

⇒ **condition vérifiée.**

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

A adopté \geq **Amin** \implies La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

VII-2-5) Vérification à l'ELU :**1/- Justification de l'effort tranchant : (BAEL99.art A.5.1,1) :**

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 égal :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

- **Poutres principales PP:**

$$\tau_u = \frac{86,91 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,78 \text{ MPa}$$

- **Poutres secondaires PS:**

$$\tau_u = \frac{28,89 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,26 \text{ MPa}$$

2/- Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (BAEL91.art A.5.1, 211)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales PP:** $\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \checkmark$

- **Poutres secondaires PS:** $\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \checkmark$

3/Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui:

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principales PP :

$$T_u = 86,91 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,37 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ kN} \dots\dots \checkmark$$

➤ Poutres secondaires PS :

$$T_u = 28,89 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,37 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ kN} \dots\dots \checkmark$$

4/Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**➤ Appuis de rive : (Art 5.1.321 / BAEL91)**

Pour équilibrer l'effort tranchant V_u et assurer une bonne manière de construction, il est recommandé d'ancrer suffisamment la nappe d'armatures inférieure avec sa longueur de scellement. Ceci dit, il faut donc vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}}$$

• Poutres principales PP:

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{86,91 \cdot 10^3}{348.100} = 2,49 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

• Poutres secondaires PS:

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{28,89 \cdot 10^3}{348.100} = 0,83 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

➤ Appuis intermédiaire : (Art 5.1.321 / BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est supérieur à $\frac{M_u}{0,9 \times d}$, on doit

prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur

$$\text{à :} \quad A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{1,5}{f_e}$$

• Poutres principales PP :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(86,91 - \frac{66,93}{0,9 \times 0,37} \right) = -114,08 \text{ cm}^2 < 0.$$

• Poutres secondaires PS:

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(28,89 - \frac{51,35}{0,9 \times 0,37} \right) = -125,31 \text{ cm}^2 < 0.$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5/Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence. τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers HA.

U_i : périmètre utile des barres.

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

- **Poutres principales PP:**

$$3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \rightarrow U_i = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (2 \times 3,14 \times 1,2) = 20,73 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{86,91 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 207,30} = 1,26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} \dots \dots \sqrt{\quad}$$

- **Poutres secondaires PS:**

$$3\text{HA}14 \rightarrow U_i = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,89 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 131,9} = 0,65 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} \dots \dots \sqrt{\quad}$$

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

6/Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Barres de 14: } \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \quad \text{Soit } l_s = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Barre de 12: } \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{Soit } l_s = 45 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A.

Pour les HA12 : $l_s = 18.00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm.}$

VII-2-6) Calcul des armatures transversales :**A/Poutres principales:**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11,43\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 11,43\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm.}$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2.$

B/Poutres secondaires :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11,43\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 11,43\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

1/Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

$$S_t^{\max} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm})$$

Poutres principales : $S_t^{\max} \leq (0.9 \times 37, 40) = 33,3 \text{ cm}$

On adopte $S_t^{\max} = 20 \text{ Cm}$

Poutres secondaires : $S_t^{\max} \leq (0.9 \times 37, 40) = 33,3\text{cm}$

On adopte $S_t^{\max} = 20\text{cm}$.

2/Calcul de l'écartement initial des armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA.99)**A)Poutres principales :**

En zone nodale (appuis):

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4\right) = 10\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante(travée):

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

B)Poutres secondaires :

En zone nodale(appuis) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.2\right) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante(travée):

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

3/Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.

Poutres principales PS : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.

4/Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \dots \quad \checkmark$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

VII-2-7) Vérification à L'ELS :

A/Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

B/Résistance du béton en compression : (Art. A.4.5.2-BAEL91)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte

admissible . $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa] \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{A_a \beta_1 d} \quad \rho_1 = \frac{100 A_a}{bd}$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a :Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

	Elément considéré	A_{adop} Cm ²	Ms(max) kNm	ρ_1	β_1	k_1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	Obs
travée	Poutre principale (30×40)	4,62	30,13	0,416	0,901	35,50	195,62	5,51	vérifié
travée	Poutre secondaire (30×40)	4,62	42,31	0,416	0,901	35,50	274,71	7,74	vérifié
appuis	Poutre principale (30×40)	6,88	41,65	0,619	0,884	28,10	185,08	6,61	vérifié
appuis	Poutre secondaire (30×40)	4,62	81,09	0,416	0,901	35,50	526,50	14,83	vérifié

Tableau vérification de l'état limite de résistance du béton en compression.

C/Etat limite de déformation :

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VII-2-8) Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens : **BAEL99 (A.6.5.2)**

Sens (xx) : $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{500}{500} = 1,00 \text{ cm.}$

Dans notre cas la flèche donné par Etabs : 0.064 cm. \implies Condition vérifiée.

Sens (yy) : $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{500}{500} = 1,00 \text{ cm.}$

Dans notre cas la flèche donné par Etabs : 0.088cm. \implies Condition vérifiée.

Résumé :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

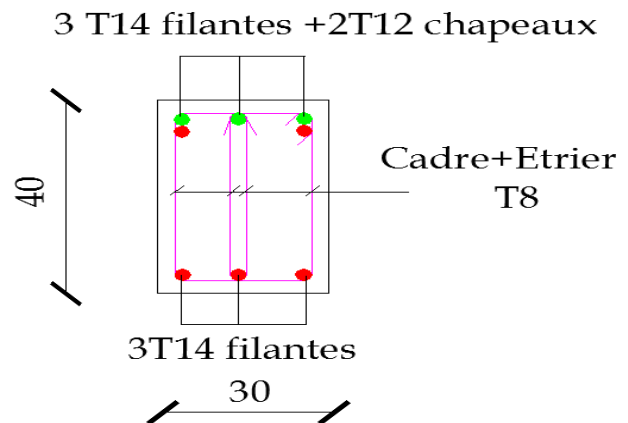
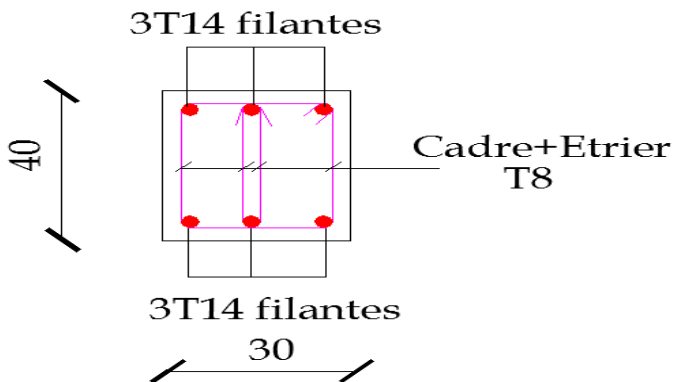
	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courantes	Zone nodale
Poutres principales	3HA14	3HA14 +2HA12	Cadre+étrier HA8	Cadre+étrier HA8
Poutres secondaires	3HA14	3HA14	Cadre+étrier HA8	Cadre+étrier HA8

Tableau récapitulatif de Ferraillage des poutres principales et secondaire.

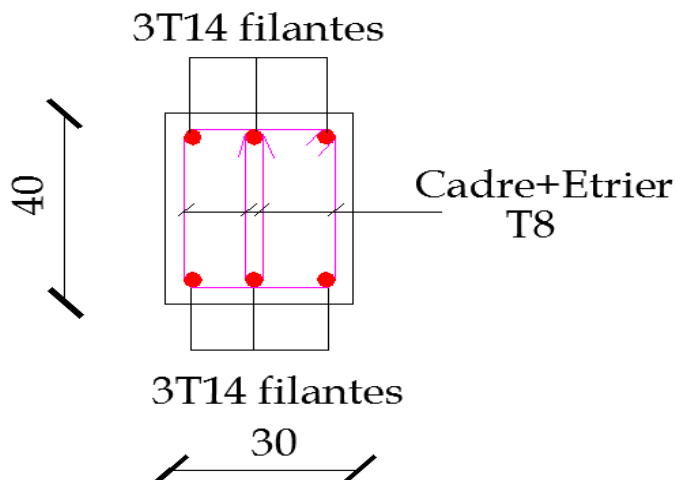
Disposition des armatures dans les poutres :

Poutres principales PP :

En travée :



En appuis :
Poutres secondaires PS :



FERRAILLAGE DES VOILES

VII-3 Ferrailage des voiles**VII-3-1 Introduction**

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VII-3-1-1 Exposé de la méthode de calcul

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 par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : RDC, 1, 2, 3^{ème} étage.
- Zone II : 4^{ème} au 6^{ème} étage.
- Zone III : 7^{ème} au 9^{ème} étage.

a) Ferrailage section entièrement comprimé

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

« e » : épaisseur du voile

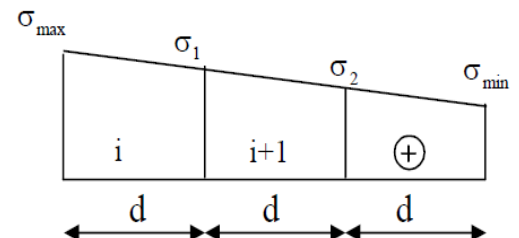


Fig VII-3-1 : Diagramme des contraintes sur les voiles

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa

✓ **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b) Ferrailage d'une section entièrement tendue

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

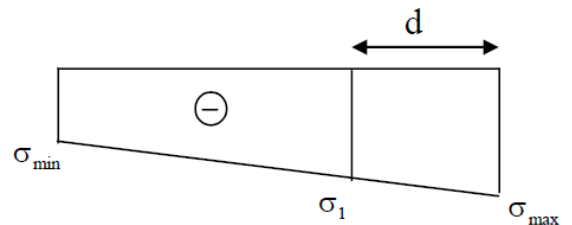


Fig VII-3-2 : Diagramme des contraintes (S.E.T)

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures verticales minimales**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé**

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction 1} + \sigma_{traction 2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction 1}}{2} \cdot d \cdot e$$

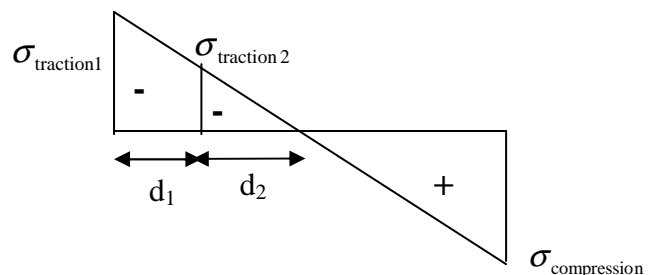


Fig VII-3-3 : Diagramme des contraintes (S.P.T)

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ **Armatures verticales minimales**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

VII-3-1-2) Exigences de R PA 99 révise 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : 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.

➤ **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

➤ **Espacement**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

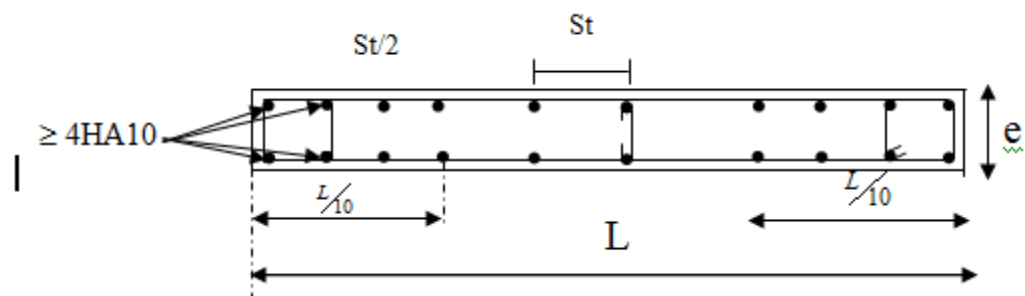


Fig VII-3-4: **Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

VII-3-1-3) Vérifications

❖ **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 (verticales).

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VII-3-1-4) Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la zone I :

$L = 4,00 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = 3696,27 \quad \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6839,07 \quad \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

A. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3696,27}{3696,27 + 6839,07} \times 4$$

Donc : $L_c = 1,40 \text{ m}$ ⇒ $L_t = 2,60 \text{ m}$

B. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq \min \left(\frac{3,06}{2} ; \frac{2}{3} \times 1,4 \right) = 0,93 \text{ m}$$

On opte pour **d=0,93 m**

- bande 1 de longueur $d_1 = 0,93$ (bande extrême)
- bande 2 de longueur $d_2 = 1,67$ (bande centrale)

➤ **Calcul de la section d'acier**

• **Bande 1 :**

$$\sigma_{max}=3696,27 \text{ KN/m}^2$$

$$d_1=0,93 \text{ m et } e=0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{max}}{L_t} = \frac{(2,60 - 0,93)3696,27}{2,60} = 2372,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 2372,42 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_1 = \frac{3696,27 + 2372,42}{2} \times 0,93 \times 0,20$$

$$N_1 = 564,39 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{564,39 \times 10}{384} = 14,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{v1} = 14,70 \text{ cm}^2$$

• **Bande 2 :**

$$\sigma_1 = 2372,42 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 1,67 \text{ m et } e = 0,20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 395,39 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{395,39 \times 10}{384} = 10,30 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2

Par conséquent chaque maille (**d**) devrait être ferrailée avec une section d'armature supérieur à:

- **Bande 1 :** $A_{min} = 0,002 \times 93 \times 20 = 3,72 \text{ cm}^2$
- **Bande 2 :** $A_{min} = 0,002 \times 167 \times 20 = 6,68 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1,4V$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1782,94 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 68,64 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

➤ **Armature total :**

- **Bande 1 :** $A_{totl} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 31,86 \text{ cm}^2$ On adopte : 2x8HA16 = 32,18 cm² avec espacement de 10cm
- **Bande 2 :** $A_{totl} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 27,46 \text{ cm}^2$ On adopte : 2x7HA16 = 28,14 cm² avec espacement de 20cm

D. Vérifications à L'ELU:

➤ **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de

$$A_{\min} \geq \max \left(0,15 \% B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} \geq \max (12 \text{ cm}^2, 42 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 42 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté dans le voile est égale à 2x8HA16+2x7HA16= 60,32 cm²

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4}, 0,15 \% B \right)$$

$$A_H \geq \max (8,05; 12)$$

$$A_H \geq 12 \text{ cm}^2$$

$A_H = 12/2 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ On adopte : 10HA14 (e=20) = 15,39 cm²

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré.
On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

➤ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

E) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1782,94 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = 2,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ Mpa}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = 2,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

- **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1782,94 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = 3,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\tau}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{4315,46 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 32,18 \times 10^2} = 4,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

Ferrailage du voile longitudinal VT1

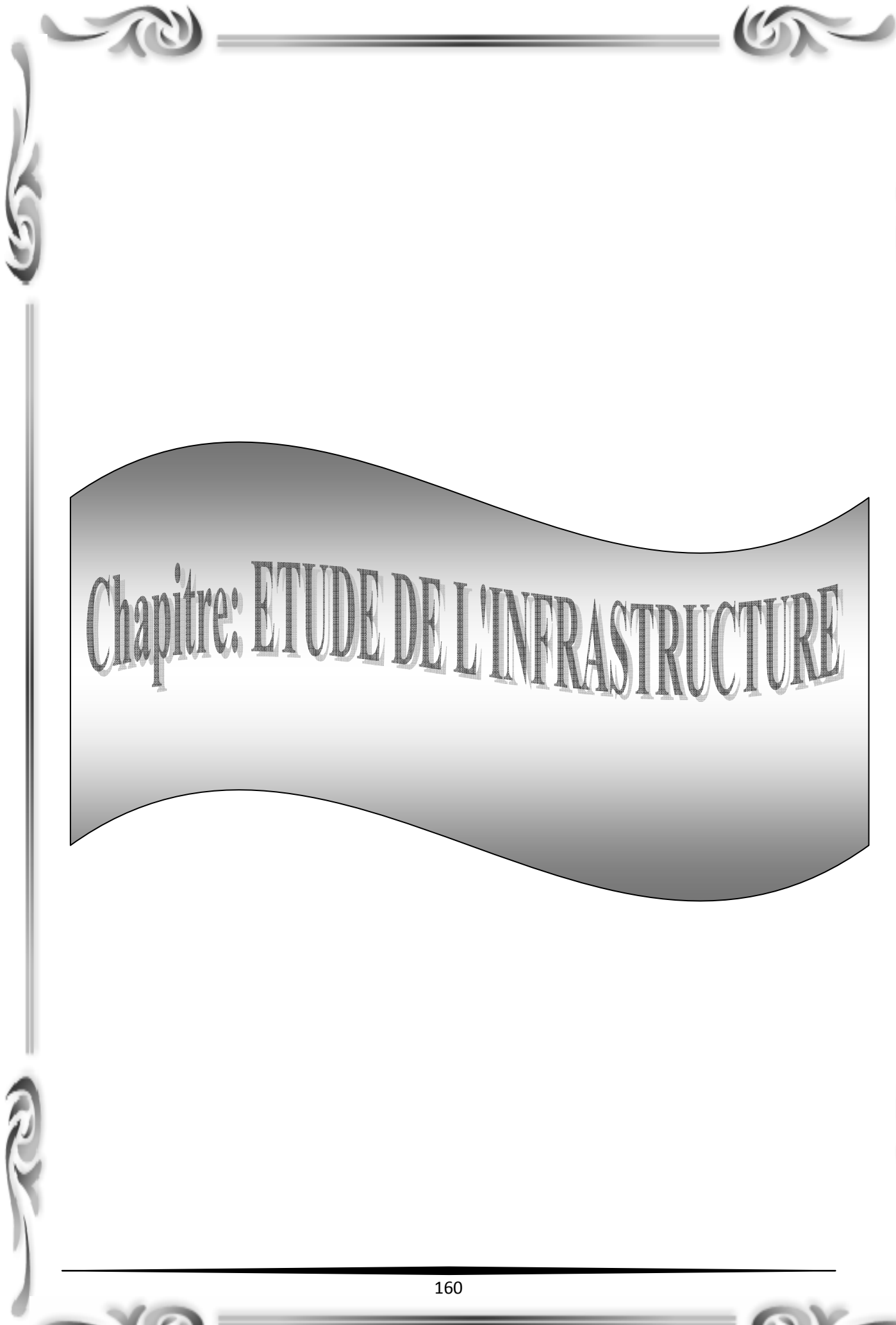
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,6	3,65	3,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,72	0,73	0,74	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3696,27	1665,34	1311,25	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6839,07	-3065,07	-2524,92	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1782,94	1174,58	697,57	
	L _t (m)	2,34	2,37	2,44	
	L _c (m)	1,26	1,28	1,26	
	d1 (m)	0,84	0,85	0,84	
	d2 (m)	1,50	1,52	1,60	
	σ_1 [KN/m ²]	2367,677	1066,808	858,964	
	N (kN)	N ₁	509,37	232,23	182,30
		N ₂	354,431	161,623	137,030
A. Verticale	A _v (cm ²)	A _{v1}	13,26	6,05	4,75
		A _{v2}	9,23	4,21	3,57
	A _{vj} (cm ²)		68,64	45,22	26,86
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30,43	17,35	11,46
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	26,39	15,51	10,28
	A _{min} (cm ²)	Bonde 1	3,36	3,40	3,36
		Bonde 2	5,99	6,06	6,38
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	32,18	24,62	18,10
		Bonde 2	28,14	21,54	15,84
	Choix des barres	Bonde1	2×8HA16	2×8HA14	2×8HA12
		Bonde 2	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12
S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A.Horizontale	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		10,80	10,95	11,10
	A _H /bande (cm ²)		8,05	6,16	4,53
	Choix des barres/bande (cm ²)		2×5HA14	2×5HA12	2×5HA10
	ep =20cm		(A=15,39cm ²)	(A=11,3cm ²)	(A=7,84cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2,751	1,788	1,047
		τ_b (MPa)	3,852	2,503	1,466
	ELS	N _s (kN)	4315,46	2592,51	474,09
		σ_b (MPa)	5,32	3,24	0,60

Ferrailage du voile VL1

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,1	3,15	3,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,62	0,63	0,64	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2180,38	1052,26	1252,16	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5912,11	-3109,12	-2712,85	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1199,74	715,26	423,59	
	L _t (m)	2,26	2,35	2,19	
	L _c (m)	0,84	0,80	1,01	
	d1 (m)	0,56	0,54	0,67	
	d2 (m)	1,70	1,81	1,52	
	σ_1 [KN/m ²]	1641,244	810,822	868,980	
	N (kN)	N ₁	214,01	100,61	142,12
		N ₂	279,793	147,041	132,036
A. Verticale	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,57	2,62	3,70
		A _{v2}	7,29	3,83	3,44
	A _{vj} (cm ²)		46,19	27,54	16,31
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17,12	9,50	7,78
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	18,83	10,71	7,52
	A _{min} (cm ²)	Bonde 1	2,24	2,16	2,68
		Bonde 2	6,82	7,25	6,08
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	24,12	15,38	11,30
		Bonde 2	24,12	18,40	13,56
	Choix des barres	Bonde1	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA12
		Bonde 2	2×6HA16	2×6HA14	2×6HA12
S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	25 cm	25 cm	25 cm	
A.Horizontale	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		9,30	9,45	9,60
	A _H /bande (cm ²)		6,03	3,85	2,83
	Choix des barres/bande (cm ²)		2×5HA14	2×5HA12	2×5HA10
	ep =20cm		(A=15,39cm ²)	(A=11,30cm ²)	(A=7,84cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2,150	1,261	0,735
		τ_b (MPa)	3,010	1,766	1,030
	ELS	N _s (kN)	4326,03	2575,04	508,84
		σ_b (MPa)	6,25	3,78	0,75

Ferrailage du voile VL2

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,6	1,65	1,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,33	0,34	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1724,79	990,42	597,84	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5035,14	-2377,38	-1363,31	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	535,12	372,72	253,69	
	L _t (m)	1,19	1,16	1,18	
	L _c (m)	0,41	0,49	0,52	
	d1 (m)	0,30	0,40	0,40	
	d2 (m)	0,89	0,76	0,78	
	σ_1 [KN/m ²]	1290,612	650,291	395,486	
	N (kN)	N ₁	90,46	65,63	39,73
		N ₂	115,092	49,732	30,918
A. Verticale	A _v (cm ²)	A _{v1}	2,36	1,71	1,03
		A _{v2}	3,00	1,30	0,81
	A _{vi} (cm ²)		20,60	14,35	9,77
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	7,51	5,30	3,48
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8,15	4,88	3,25
	A _{min} (cm ²)	Bonde 1	1,20	1,60	1,60
		Bonde 2	3,57	3,06	3,13
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	12,30	9,04	9,04
		Bonde 2	12,30	9,04	9,04
	Choix des barres	Bonde1	2×4HA14	2×4HA12	2×4HA12
		Bonde 2	2×4HA14	2×4HA12	2×4HA12
S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
	Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A.Horizontale	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,80	4,95	5,10
	A _H /bande (cm ²)		3,08	2,26	2,26
	Choix des barres/bande (cm ²)		2×5HA12	2×5HA10	2×5HA10
	ep =20cm		(A=11,30cm ²)	(A=7,84cm ²)	(A=7,84cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,858	1,255	0,829
		τ_b (MPa)	2,601	1,757	1,161
	ELS	N _s (kN)	2214,29	1309,44	312,81
		σ_b (MPa)	6,20	3,67	0,85



Chapitre: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII-1) Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII-2) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

a) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
 - La nature du terrain et sa résistance ;
 - Profondeur du bon sol ;
 - Le tassement du sol ;
- On optera pour des fondations superficielles ;

b) Dimensionnement des semelles continues :**1. Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple: $N_{ser} = 1518,17 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow B = 2,75 \text{ m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

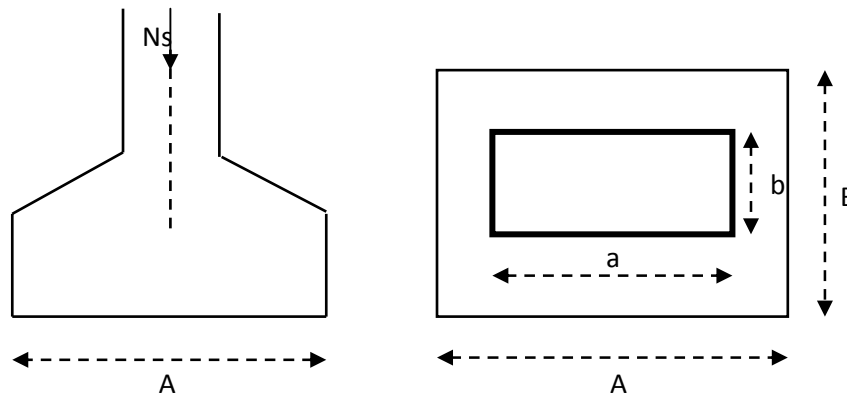


Fig VII-1) schéma d'une semelle isolée

2. Semelles filantes :**2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Tableau VIII-1) la surface des voiles longitudinaux :

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1 x 4	6369,91	3,50	9,10	31,80
VL2 x 4	3187,43	2,00	7,96	15,92
				Σ=190,88

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Tableau VIII-2) la surface des voiles transversaux :

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1 x 4	6233,55	4,00	7,79	31,16
				Σ= 124,64

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 315,52 m²**.

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèse de calcul :**

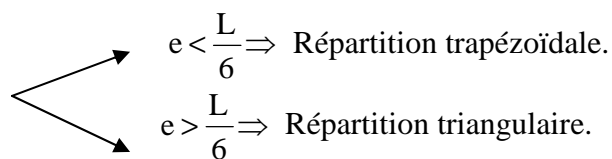
Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

– Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Tableau VIII-3) résumé de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le portique le plus sollicité (3)

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
A	334,91	-12,5	-4186,37	2,10
B	361,18	-9,00	-3250,62	0,312
C	1103,01	-6,00	-6618,06	-3,224
D	1518,57	-2,50	-3796,42	-3,291
E	1343,76	-2,50	3359,40	2,43
F	1077,59	-6,00	6465,54	-3,193
G	358,98	-9,00	3230,82	0,311
H	343,64	-12,5	4295,50	2,091
	R=6411,64		Σ = -500,21	Σ = -2,464

$$e = \frac{-500,21 + (-2,464)}{6411,64} = -0,078 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,078 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{5,00}{6} = 0,83 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6411,64}{25} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,078)}{25}\right) = 251,66 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6411,64}{25} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,078)}{25}\right) = 361,26 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6411,64}{25} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,078)}{25}\right) = 254,06 \text{ kN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{254,06}{200} = 1,27 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,30 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1,30 \times 25 = 32,50 \text{ m}^2$ Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$ n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 32,50 \times 6 = 195 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 195 + 315,52 = 510,52 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 20,6 \times 25 = 515 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{510,52}{515} = 0,99$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

La surface des semelles représente 99%

2-3) Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII-3) Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII-3-1) Pré dimensionnement du radier :**1) Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 5,00 \text{ m}$$

L_{\max} : portée maximale

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25\text{cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

2) Hauteur des nervures :**• Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$)

• Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m} \Rightarrow 500/8 = 62,5 \text{ cm} \leq h \leq 500/5 = 100 \text{ cm}$$

• Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déformée $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq 3 \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,04 \text{ m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 110 \text{ cm}$$

3) Largeur de la nervure :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 44 \text{ cm} \leq b_n \leq 77 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 110 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

3) Le débord :

Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 45658,71 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 7485,90 \text{ KN}$

b) Combinaison d'actions :

à l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 72868,10 \text{ KN.}$$

à l'ELS:

$$N_s = G + Q = 53144,61 \text{ KN.}$$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{72868,10}{2 \times 200} = 182,17 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{53144,61}{200} = 265,72 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 265,72 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 515 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 265,72 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 60 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 515 + 55,68 = 570,68 \text{ m}^2$

Avec $S_{\text{deb}} = [(25,40 \times 0,6) + (21 \times 0,6)] \times 2 = 55,68 \text{ m}^2$

VIII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :**Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 45658,71 \text{ KN}$

➤ **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 570,68 \times 0,25 \times 25 = 3566,75 \text{ KN}$$

Poids des nervure:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,6 \times (1,1 - 0,25) \times [(25,4 \times 8) + (21 \times 6)] \times 25 = 4197,30 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$= (570,68 - 197,52) \times (1,1 - 0,25) \times 17 = 5392,16 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (570,68 - 197,52) \times 0,1 \times 25 = 932,90 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 14089,11 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 7485,9 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 570,68 = 1426,70 \text{ KN}$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 14089,11 + 45658,71 = 59747,82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 1426,70 + 7485,90 = 8912,60 \text{ KN}$$

VIII-3-3) Combinaison d'actions:**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 94028,45 \text{ KN.}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{S_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 68660,42 \text{ KN.}$$

VIII-3-4) Vérifications :**A) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{94028,45 \times 1}{570,68} \times \frac{5}{2} = 411,91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{411,91 \times 1000}{1000 \times 225} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

B) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,7 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10,5 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25,4 \times 21^3}{12} = 19602,45 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{21 \times 25,4^3}{12} = 28677,36 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

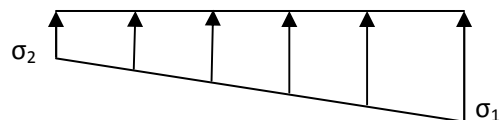


Fig. VII-3) : : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

$$M_E^x = 39230,30 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 39795,61 \text{ KN.m}$$

Sens longitudinal :

$$M_x = 39230,30 + 1937,77 \times 1,1 = 41361,85 \text{ KN.m}$$

AI'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{94028,45}{570,68} + \frac{41361,85}{28677,36} \times 12,7 = 183,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{94028,45}{570,68} - \frac{41361,85}{28677,36} \times 12,7 = 146,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 183,08 + 146,45}{4} = 173,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 173,92 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

AI'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{68660,42}{570,68} \pm \frac{41361,85}{28677,36} \times 12,7$$

$$\sigma_1 = 138,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 101,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 138,63 + 101,99}{4} = 129,47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 129,47 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal:

$$M_y = 39795,61 + 1973,41 \times 1,1 = 41966,36 \text{ KN.m}$$

AI'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{94028,45}{570,68} \pm \frac{41966,36}{19602,45} \times 10,5$$

$$\sigma_1 = 187,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 142,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 187,24 + 142,28}{4} = 176 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 176 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A I'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{68660,42}{570,68} \pm \frac{41966,36}{19602,45} \times 10,5$$

$$\sigma_1 = 142,79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 97,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 142,79 + 97,83}{4} = 131,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 131,55 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➡ **Toutes les contraintes sont vérifiées.**

VIII-3-5) Ferrailage du radier:**1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5} = 1$$

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 176 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 131,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(176 - \frac{14089,11}{570,68}\right) \times 1 \text{ ml} = 151,31 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(131,55 - \frac{14089,11}{570,68}\right) \times 1 \text{ ml} = 106,86 \text{ KN/ml.}$$

❖ Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = 0,037$$

$$\mu_y = 1$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } M_{0x} = 0,037 \times 151,31 \times 5^2 = 139,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 1 \times 139,96 = 139,96 \text{ KNm}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées.

0,50: pour les moments sur appuis.

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 139,96 \Rightarrow M_{ax} = 69,98 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 139,96 \Rightarrow M_{ay} = 69,98 \text{ KNm}$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 139,96 \Rightarrow M_{tx} = 118,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 139,96 \Rightarrow M_{ty} = 118,96 \text{ KN.m}$$

Ferraillage suivant x-x :

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69,98 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,102 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{69,98 \times 10^2}{0,946 \times 22 \times 34,8} = 9,66 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{118,96 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,174 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,904$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{118,96 \times 10^2}{0,904 \times 22 \times 34,8} = 17,18 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA20 = 18,85 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Ferraillage suivant y-y :

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69,98 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,102 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{69,98 \times 10^2}{0,946 \times 22 \times 34,8} = 9,66 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{118,96 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,174 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,904$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{118,96 \times 10^2}{0,904 \times 22 \times 34,8} = 17,18 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA20= 18,85 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :**Tableau VIII-4) ferrailage des portées :**

	Sens X-X	Sens Y-Y
Armatures aux appuis	6HA16/ml	6HA16/ml
Armatures en travée	6HA20/ml	6HA20/ml

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$\text{❖ } A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x/L_y}{2} \text{ Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$\text{❖ } A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 5/5}{2} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens X-X :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens Y-Y:

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

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

➤ **Vérfications l'état limite de service :**

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } M_{0x} = 0,037 \times 106,86 \times 5^2 = 98,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 1 \times 98,84 = 98,84 \text{ KNm}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 98,84 \Rightarrow M_{ax} = 49,42 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 98,84 \Rightarrow M_{ay} = 49,42 \text{ KNm}$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 98,84 \Rightarrow M_{tx} = 84,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 98,84 \Rightarrow M_{ty} = 84,01 \text{ KN.m}$$

Sens	désignation	Moment a l'ELS	As a l'ELS	As adopte a l'ELU	Obs	Ferrailage
X-X	Appuis	49,42	6,70	9,66	CV	6HA16
	Travée	84,01	11,73	17,18	CV	6HA20
Y-Y	Appuis	49,42	6,70	9,66	CV	6HA16
	Travée	84,01	11,73	17,18	CV	6HA20

Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

Aux appuis : $A_s=9,99 \text{ cm}^2$

En travée : $A_s=17,18 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 17,18}{100 \times 22} = 0,78 \rightarrow \beta_1 = 0,873 \quad \alpha_1 = 0,381$$

$$K_1 = 24,37$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{24,37} = 0,041$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{84,01 \times 10^6}{0,873 \times 220 \times 1718} = 254,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,041 \times 254,60 = 10,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 10,44 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 60 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément repartie.

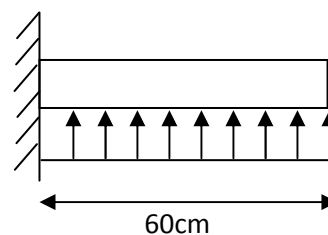


Fig. VII -5) Schéma statique du débord

2-1) Sollicitations de calculs :**A l'ELU:**

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-151,31 \times 0,60^2}{2} = -27,23 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{106,86 \times 0,6^2}{2} = -19,23 \text{ KN.m}$$

2-2) Calcul des armatures :**a) Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$; $d = 22 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,23 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta_u = 0,980$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,23 \times 10^2}{0,980 \times 22 \times 34,8} = 3,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,155 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

2-3) Vérification à l'ELU :**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27,23}{19,23} = 1,42$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\alpha = 0,0335 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

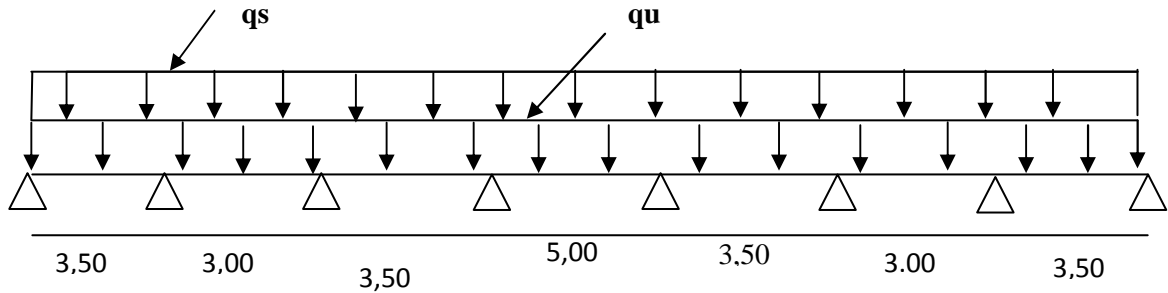
Remarque :

On opte le même ferrailage que la dalle.

3) Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »,

❖ Sens longitudinal (x-x) :

FigVII-6)Schéma statique de la nervure(sens longitudinale)

Détermination des sollicitations :**Moment sur appui :**

Appuis	ELU	ELS
A	80,41	59,11
B	62,93	46,26
C	80,41	59,11
D	174,8	128,5
E	174,8	128,5
F	80,41	59,11
G	62,93	46,26
H	80,41	59,11

Moments en travée :

Travée	Longueur	ELU	ELS
AB	3,5	171,31	125,93
BC	3	125,86	92,52
CD	3,5	171,31	125,93
DE	5	349,6	257,00
EF	3,5	171,31	125,93
FG	3	125,86	92,52
GH	3,5	171,31	125,93

Efforts tranchants à l'ELU

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Ti	293,67	251,72	293,67	419,53	293,67	251,72	293,67
Tj	293,67	251,72	293,67	419,53	293,67	251,72	293,67

Efforts tranchants à l'ELS

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Ti	215,88	185,04	215,88	308,4	215,88	185,04	215,88
Tj	215,88	185,04	215,88	308,4	215,88	185,04	215,88

❖ **Sens transversal (y-y):**

Détermination des sollicitations :

Moment sur appuis

Appuis	ELU	ELS
1	111,87	82,24
2	100,97	74,22
3	174,8	128,5
4	174,8	128,5
5	100,97	74,22
6	111,87	82,24

Moments en travée :

Travée	Longueur	ELU	ELS
1-2	4	223,75	164,48
2-3	3,8	201,93	148,44
3-4	5	349,6	257,00
4-5	3,8	201,93	148,44
5-6	4	223,75	164,48

Efforts tranchants à l'ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Ti	335,62	318,84	419,53	318,84	335,62
Tj	335,62	318,84	419,53	318,84	335,62

Efforts tranchants à l'ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Ti	246,72	234,38	308,4	234,38	246,72
Tj	246,72	234,38	308,4	234,38	246,72

3-1) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens, dans notre cas les moments max sont les même dans les deux sens.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b=60 cm d=107,5 cm f_{bc}=14,2 MPa σ_s=348 MPa

Tableau VIII-6) les résultats de calcul :

		M KN.m	μ	β	A _{cal} (Cm ²)	choix	A _{adop} (Cm ²)
Sens X-X Sens Y-Y	Appui	174,8	0,018	0,991	4,71	4HA16	8,04
	Travée	349,6	0,036	0,982	9,52	4HA16+2HA12	10,31

3-2) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 7,78 \text{ cm}^2$$

A_{adoptée} > A_{min}condition vérifiée.

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{17,50 ; 19,2\}$$

Soit $S_t = 15$ cm.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 55 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 15$ cm.

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 0,003 \times 16 \times 60 = 2,88 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 419,53 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{419,53 \times 10^3}{600 \times 1075} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3-3) Vérification à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{174,8}{128,5} = 1,36$$

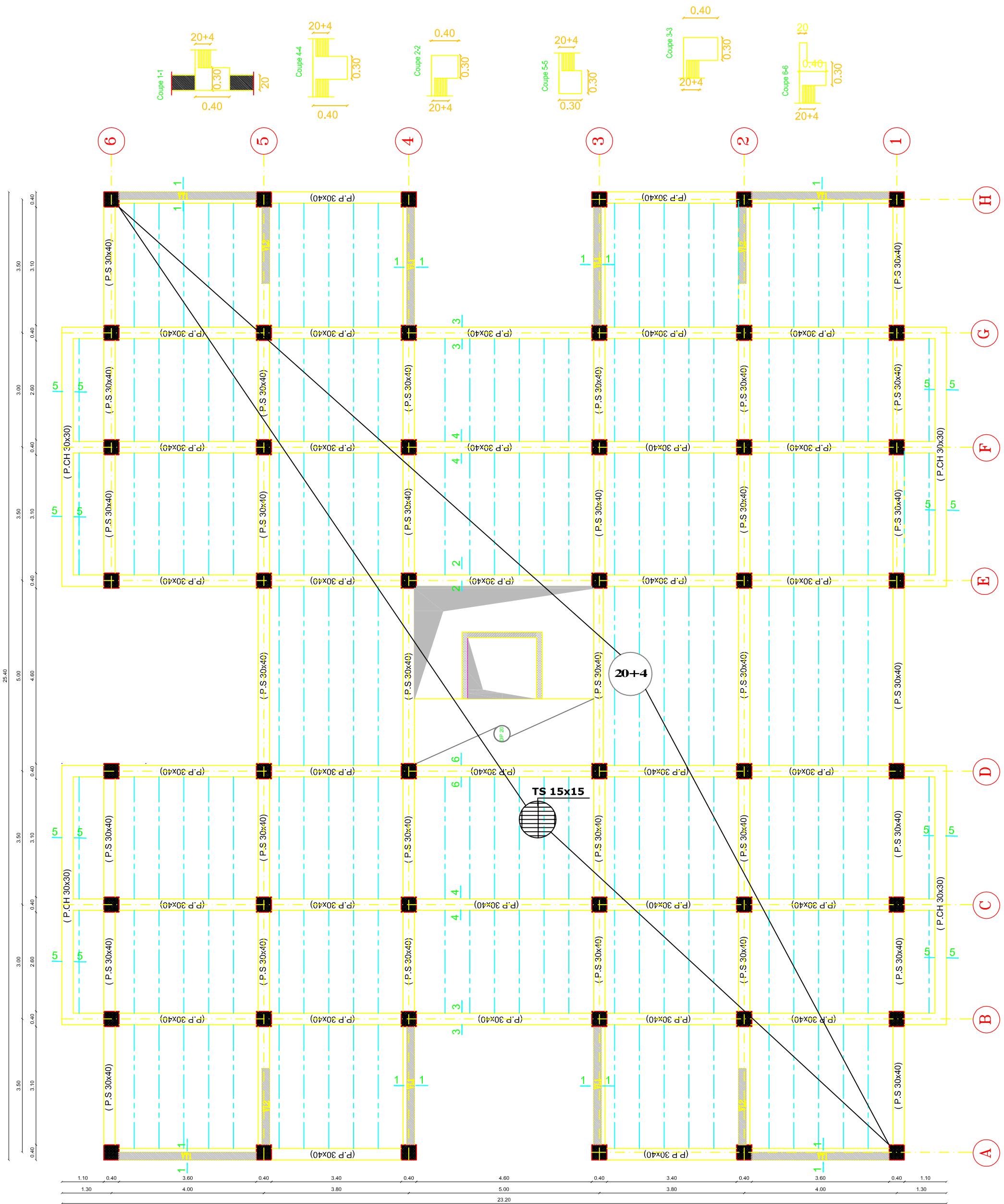
$$\alpha = 0,0176 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{349,6}{257} = 1,36$$

$$\alpha = 0,033 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.



Coffrage Plancher etage :1ère

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROPRIETAIRE: _____

DOSSIER: _____

GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
 Melle MADANI LILIA

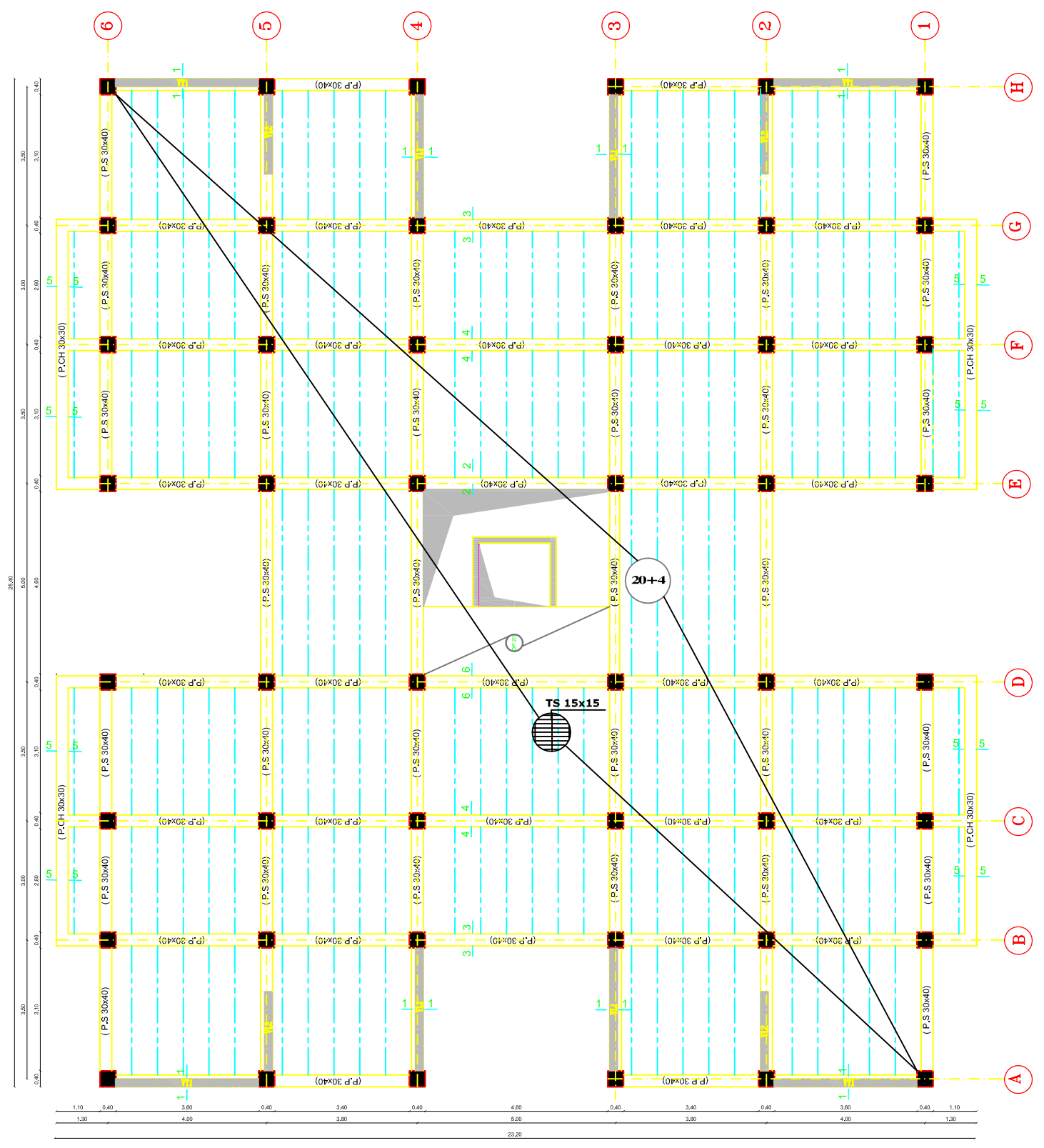
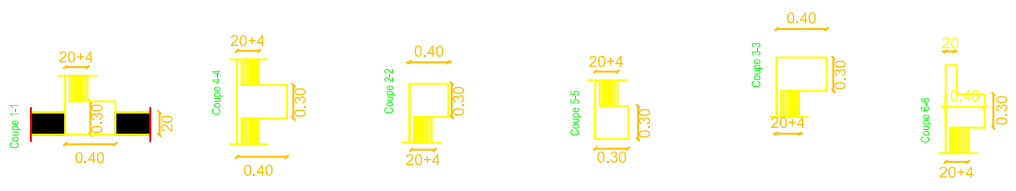
TITRES

PLAN DE COFFRAGE

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

ECHELLE: 1/50 e

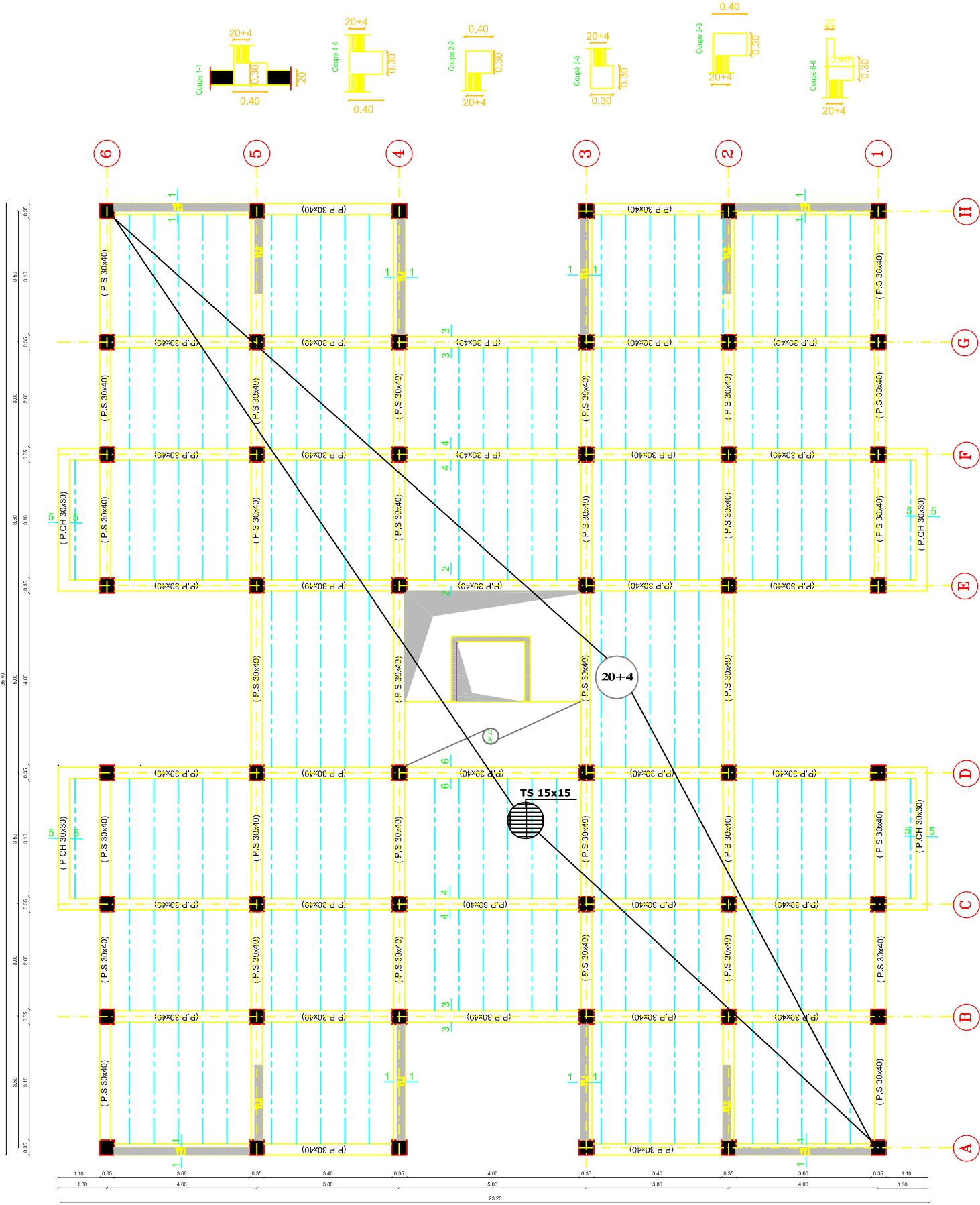
PROMOTION: 2014-2015



Coffrage Plancher étage :2émé ;3émé

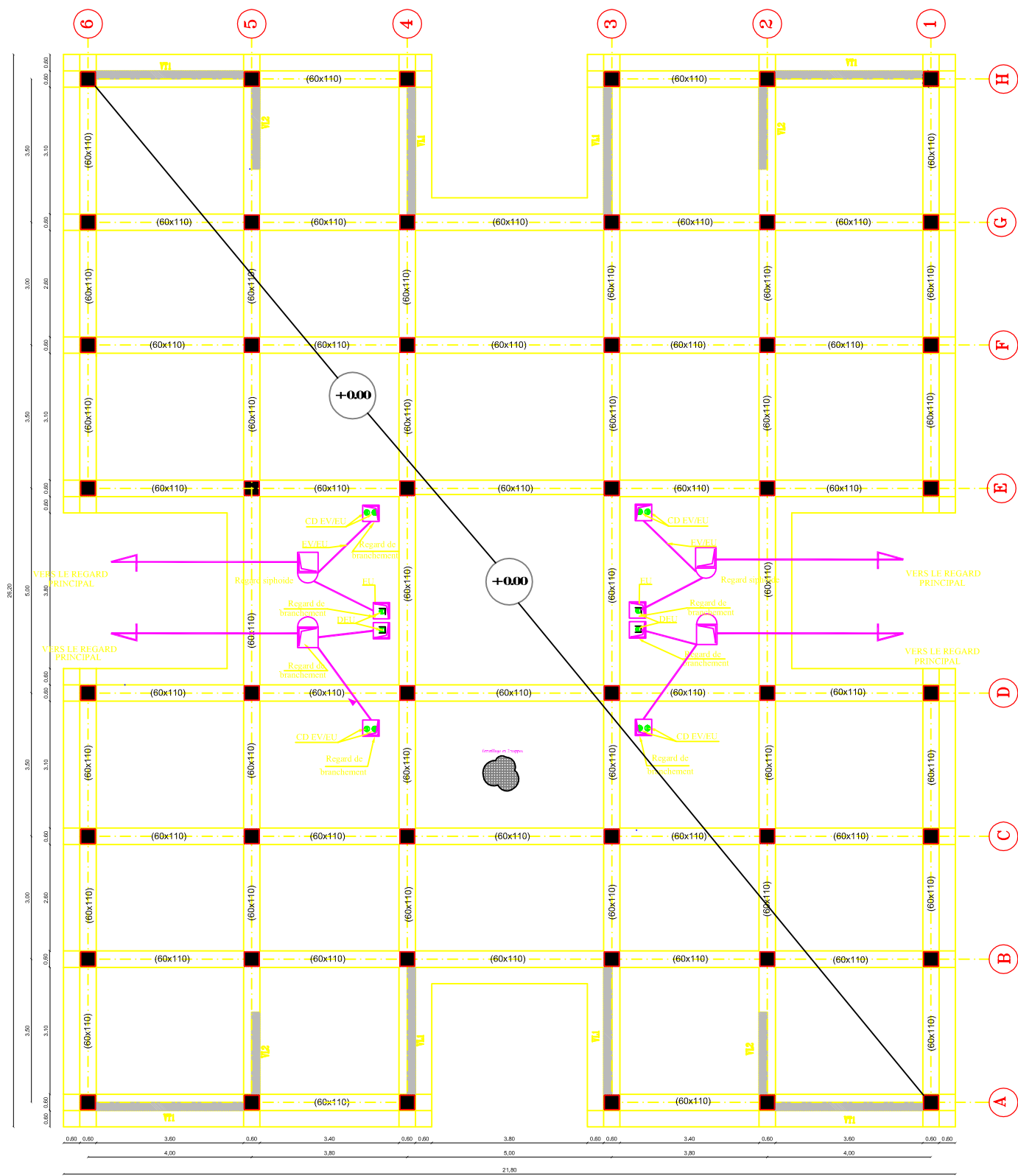
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	PROPRIETAIRE: -----	GENIE CIVIL - EXECUTION
	DOSSIER: ----- ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR Melle MADANI LILIA	
DIRIGE PAR: Mr MANSOURI	ECHELLE: 1/50 e	PROMOTION: 2014-2015

PLAN DE COFFRAGE



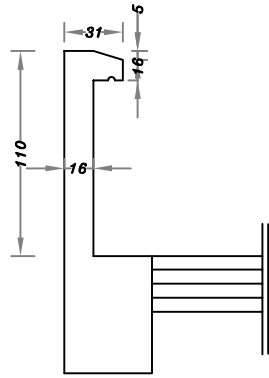
Coffrage Plancher etage :4émé ;5émé

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	PROPRIETAIRE: DOSSIER: ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR Melle MADANI LILIA	GENIE CIVIL - EXECUTION
PLAN DE COFFRAGE	ECHELLE: 1/50 e	PROMOTION: 2014-2015
DIRIGE PAR: Mr MANSOURI		

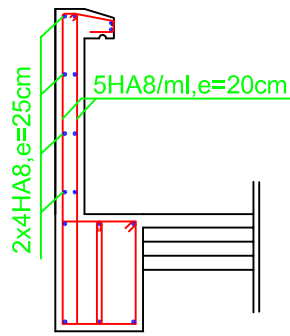


PLAN DE COFFRAGE DU RADIER GENERAL

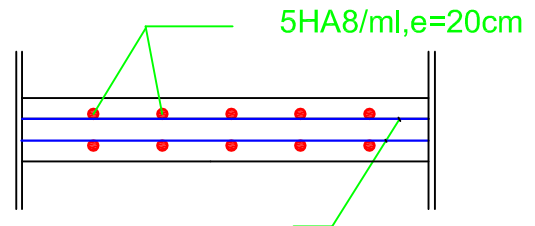
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	PROPRIETAIRE: ----- DOSSIER: ----- ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR Melle MADANI LILIA	GENIE CIVIL - EXECUTION
PLAN DE COFFRAGE RADIER DIRIGE PAR: Mr MANSOURI	ECHELLE: 1/50 e	PROMOTION: 2014-2015



Coffrage Acrotère



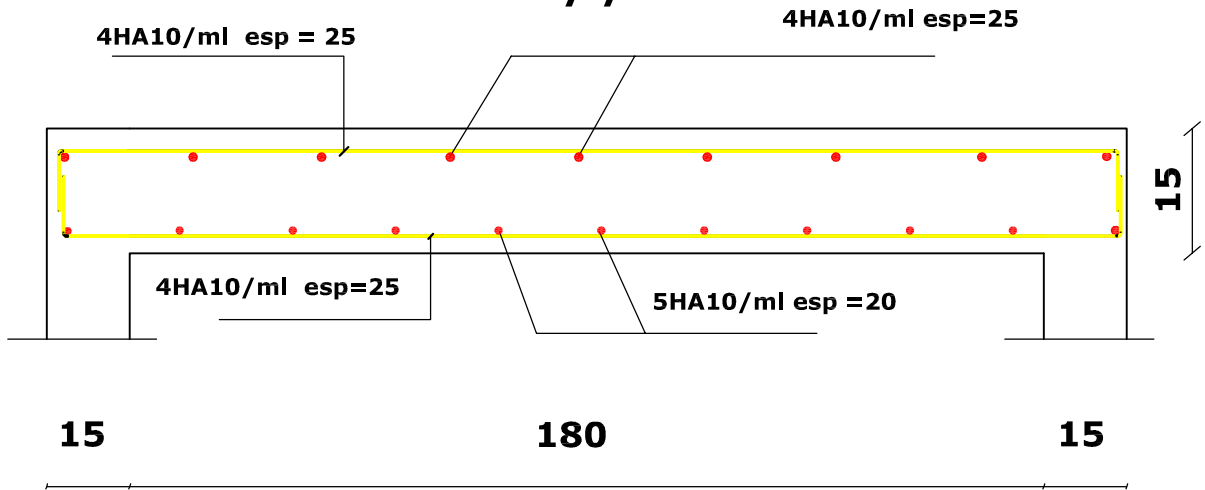
Ferrailage Acrotère



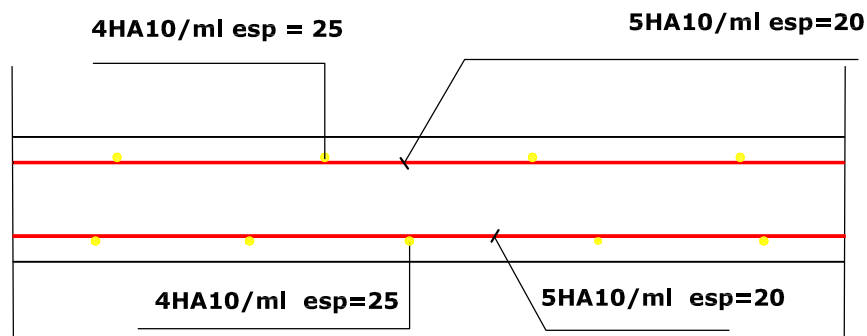
2x4HA8,e=20cm

Coupe A-A

SENS y-y



SENS x-x



Ferrailage salle machine

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROPRIETAIRE: -----

DOSSIER: GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

TITRES

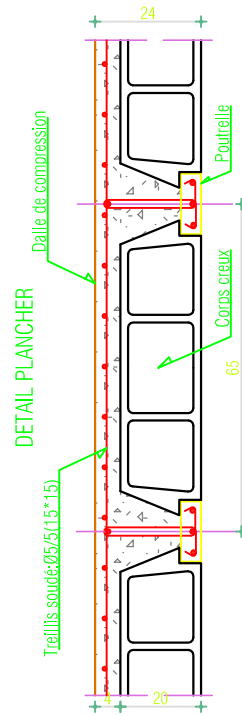
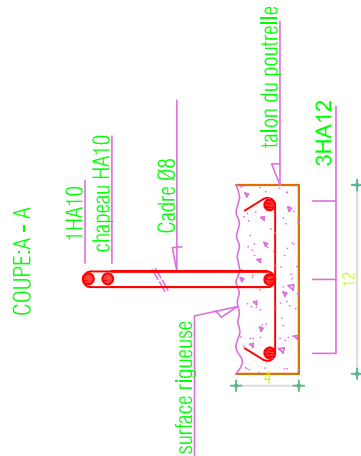
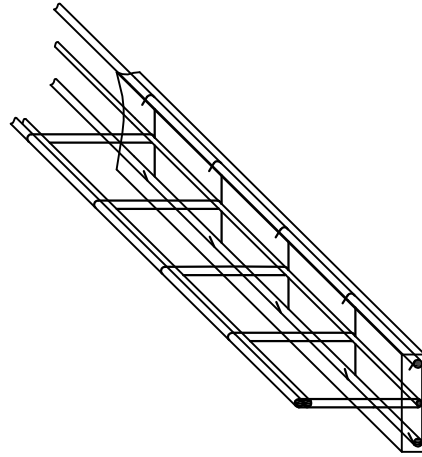
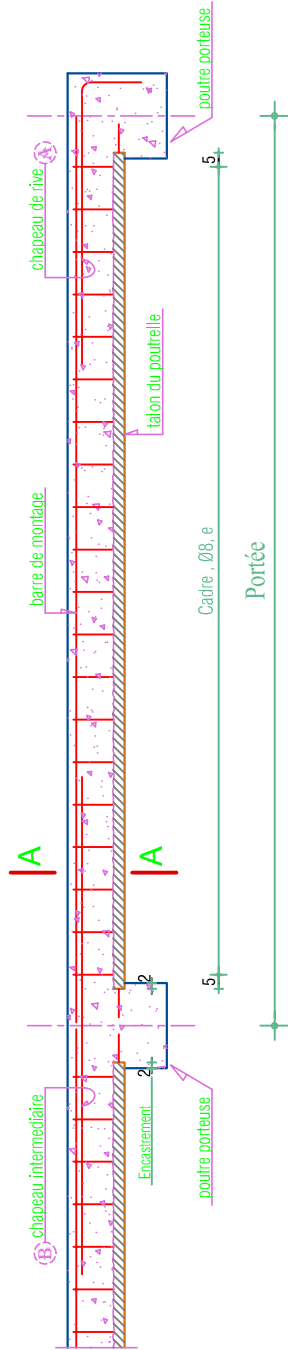
Ferrailage : escalier,salle machine, acrotère

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

ECHELLE: 1/50

PROMOTION: 2014-2015

Detail poutrelle-semi-préfabriqué



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERTI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRES

COFF. & FERR. POUTRELLES

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

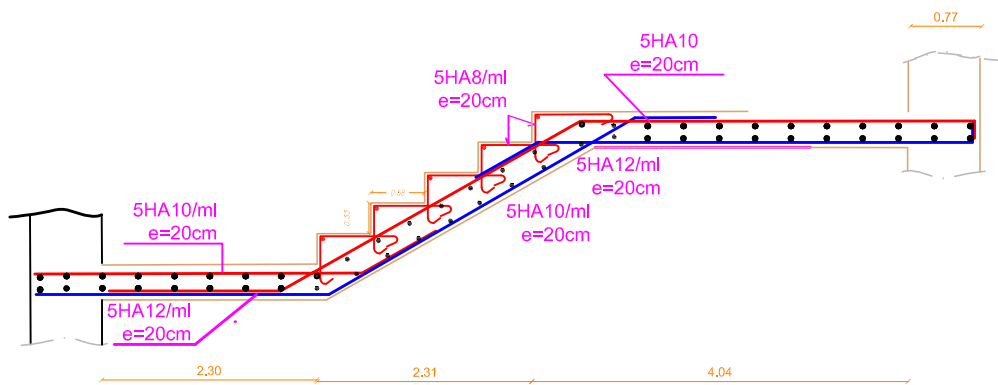
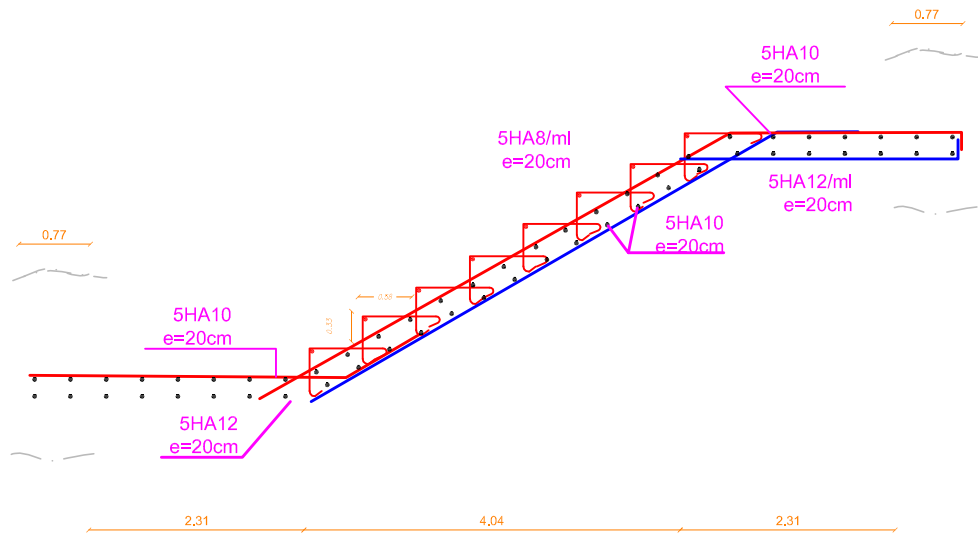
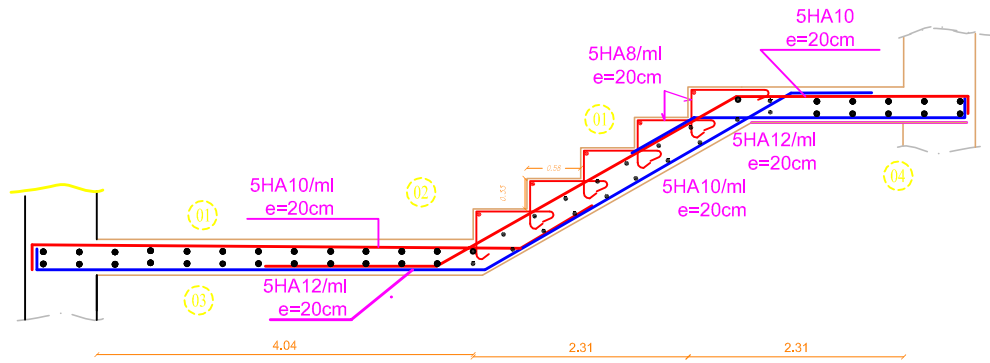
PROPRIETAIRE: _____

DOSSIER: GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

ECHELLE: 1/50

PROMOTION: 2014-2015



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROPRIETAIRE: -----

DOSSIER: GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
 Melle MADANI LILIA

TITRES

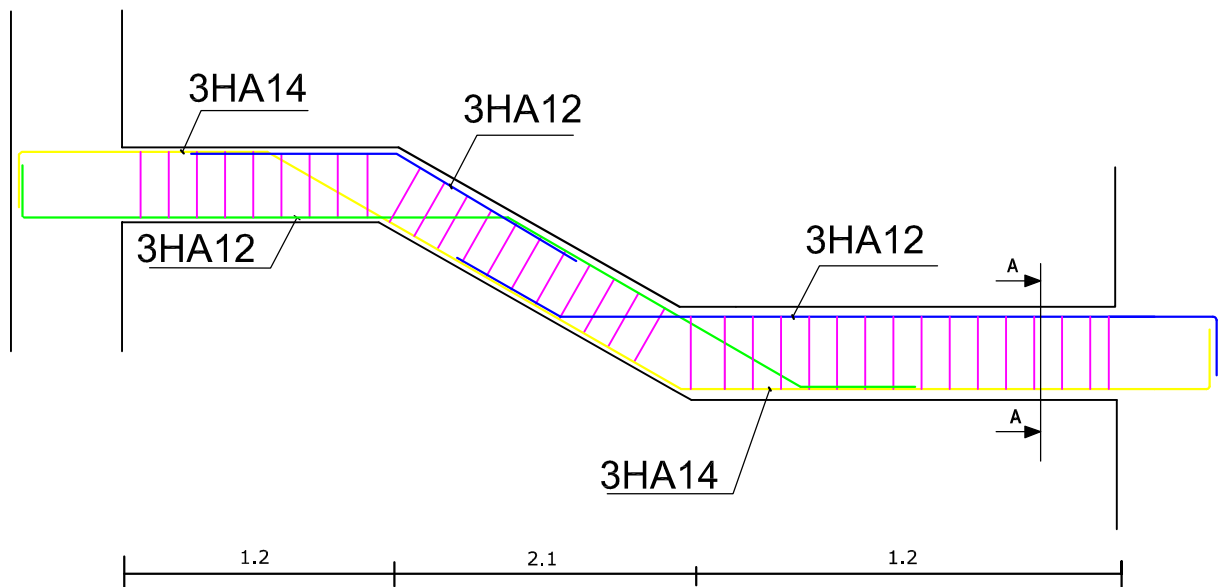
Ferrailage : escalier

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

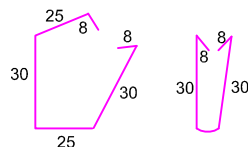
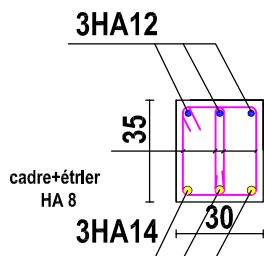
ECHELLE: 1/50

PROMOTION: 2014-2015

Ferrailage de la poutre palière brisée



Coupe A-A:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROPRIETAIRE: -----

DOSSIER: GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

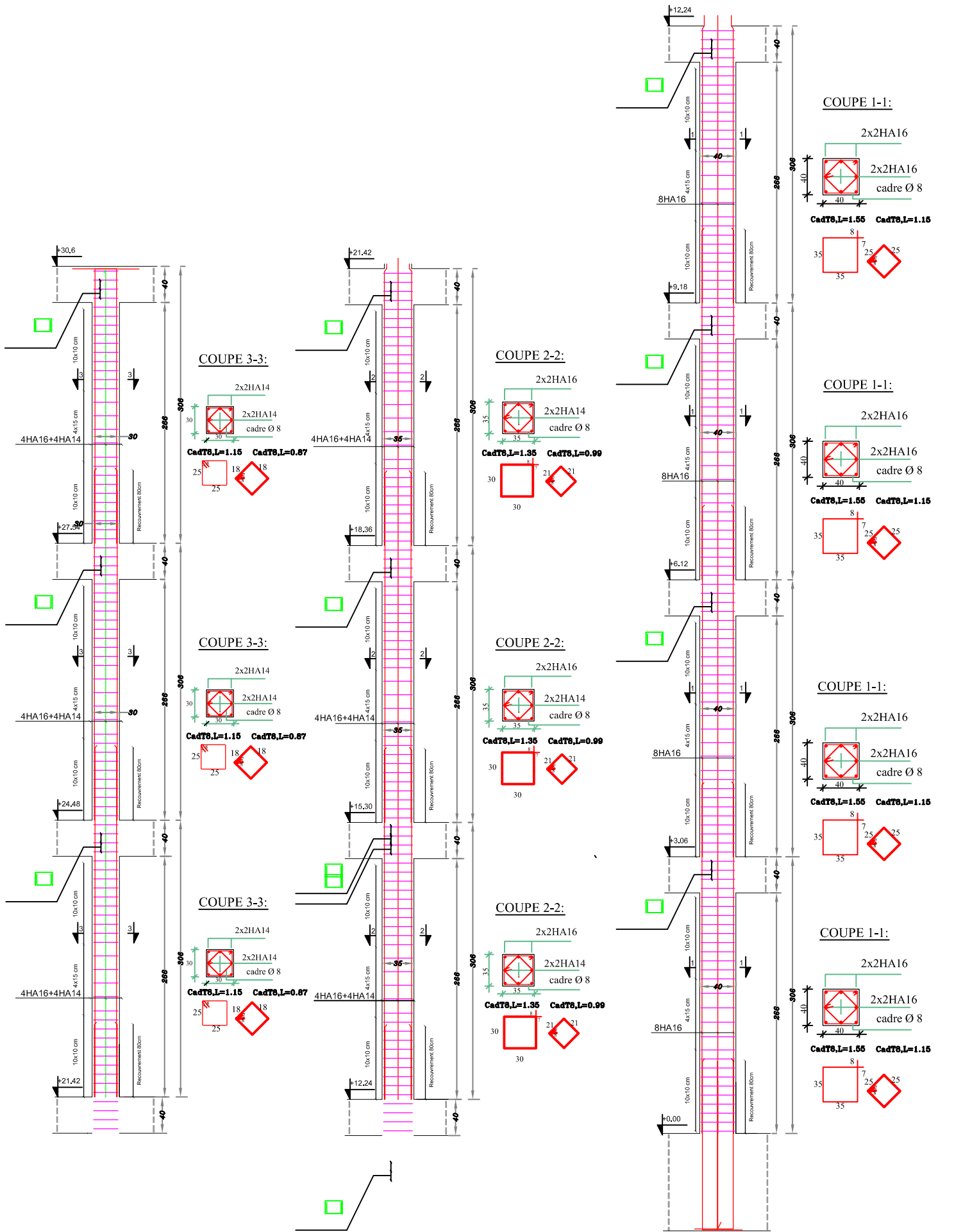
Ferrailage de la poutre palière brisée

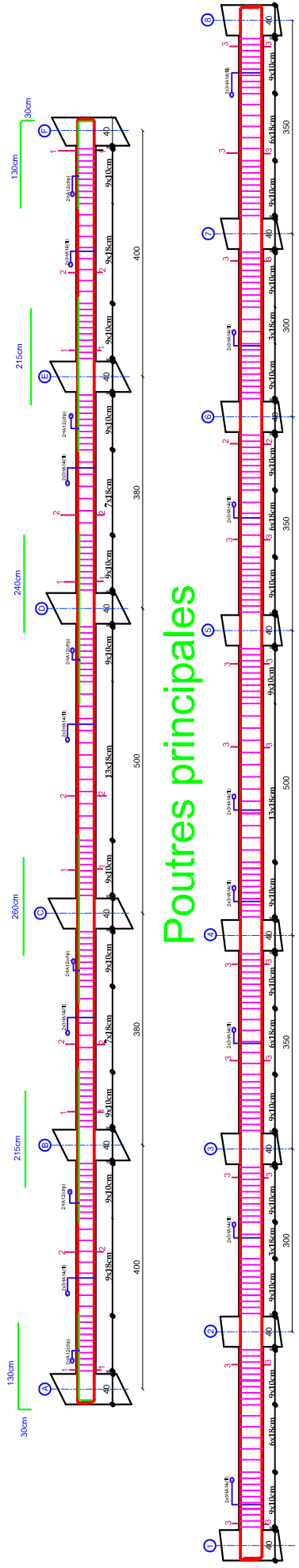
DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

ECHELLE: 1/50

PROMOTION: 2014-2015

TITRES

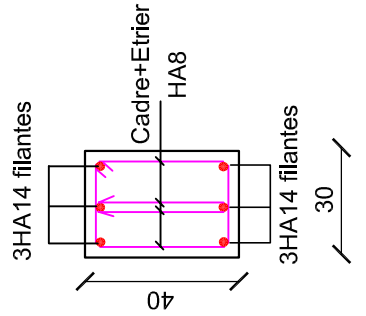




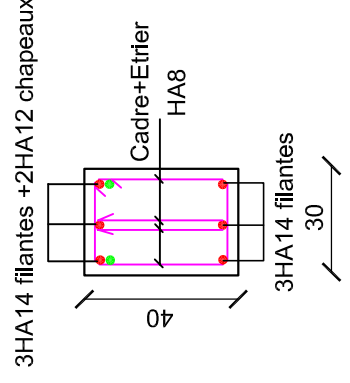
Poutres principales

Poutres secondaires

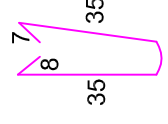
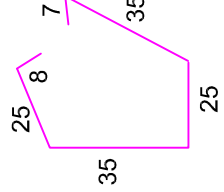
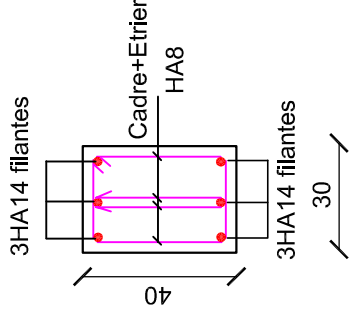
Coupe 3-3



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETITRES

Ferrailage des poutres

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

PROPRIETAIRE: -----

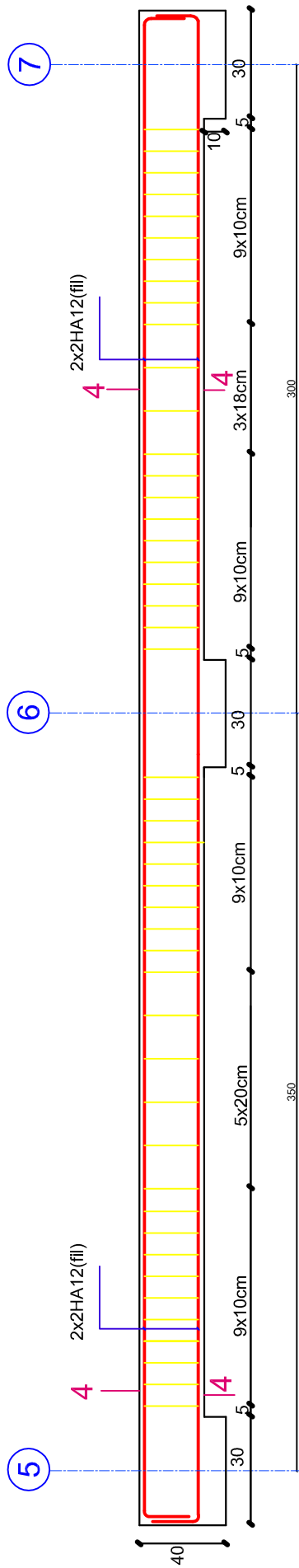
DOSSIER: GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

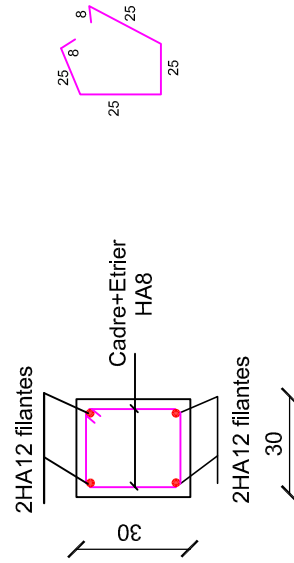
ECHELLE: 1/50

PROMOTION: 2014-2015

Ferrillages de la poutre de chaînage:



Coupe 4-4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROPRIETAIRE: -----

DOSSIER: GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

ECHELLE: 1/50

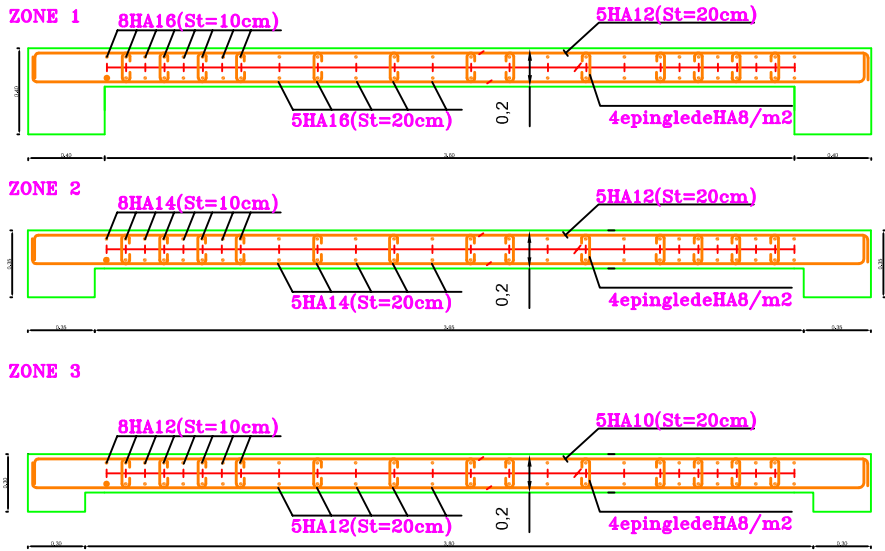
PROMOTION: 2014-2015

TITRES

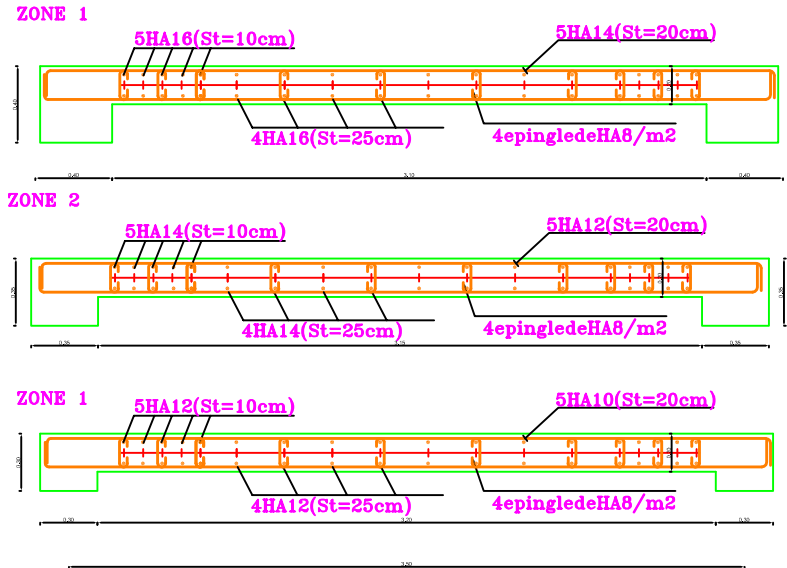
Ferrailage de la poutre de chaînage

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

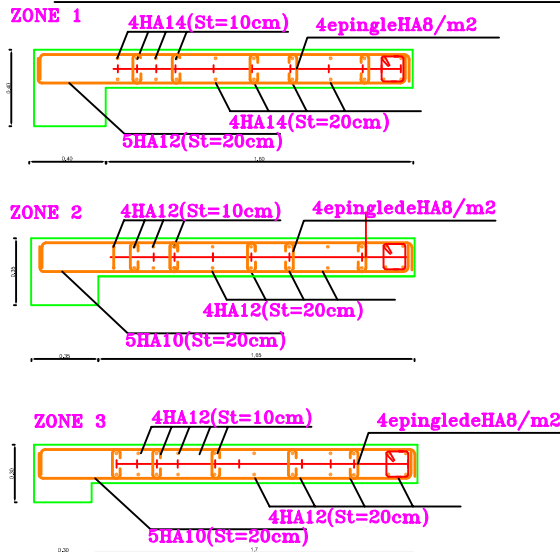
VOILE TRANSVERSAL (VT1)



VOILE LONGITUDINAL (VL1)



VOILE LONGITUDINAL (VL2)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROPRIETAIRE: -----

DOSSIER: GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

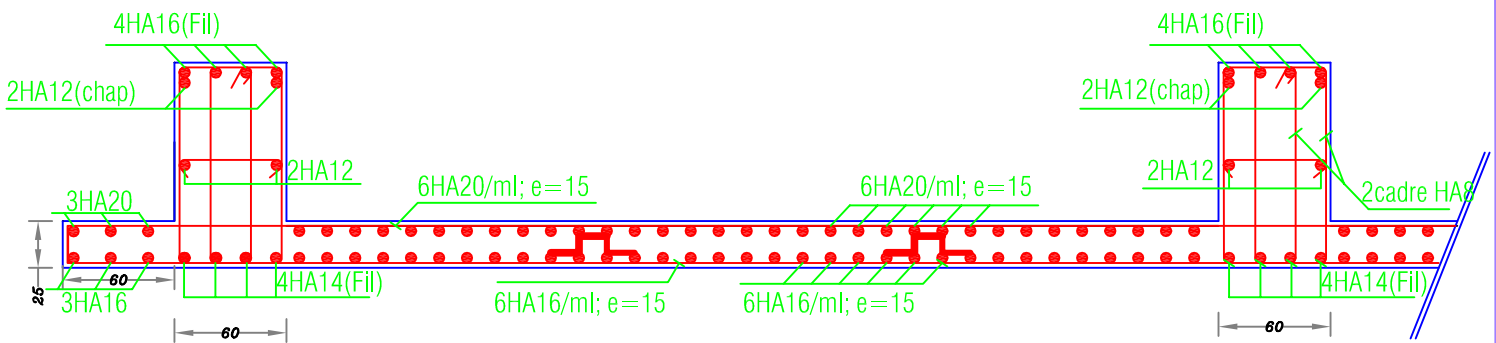
Ferrailage des voile

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

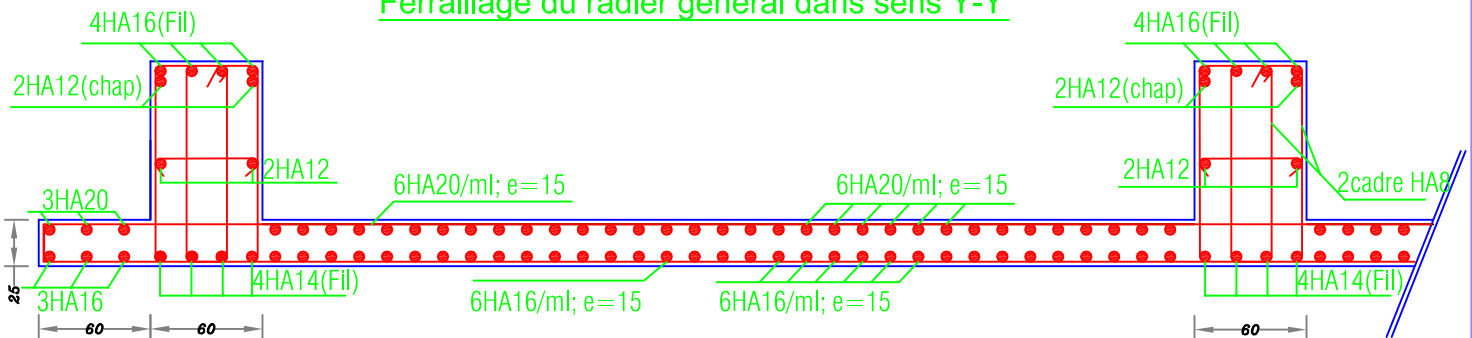
ECHELLE: 1/50

PROMOTION: 2014-2015

Ferraillage du radier général dans sens x-x



Ferraillage du radier général dans sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROPRIETAIRE: -----

DOSSIER: GENIE CIVIL - EXECUTION

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

Ferraillage du radier général

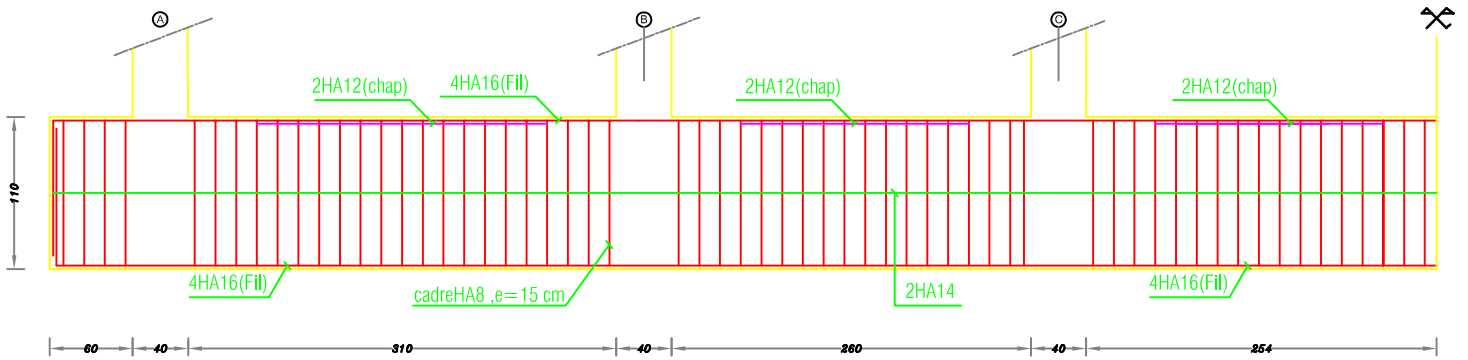
DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

ECHELLE: 1/50

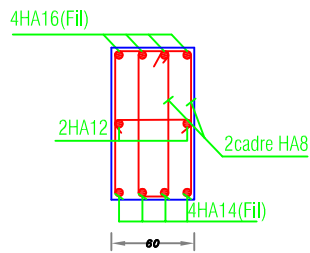
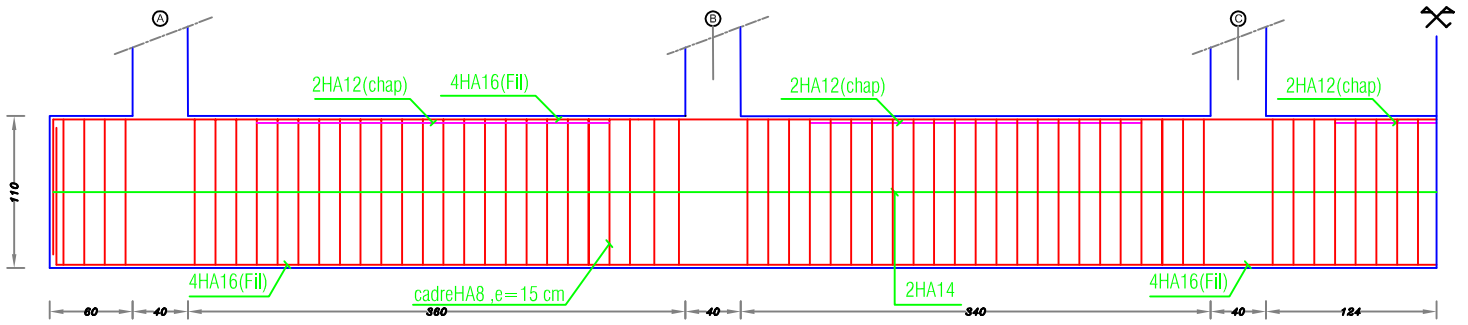
PROMOTION: 2014-2015

TITRES

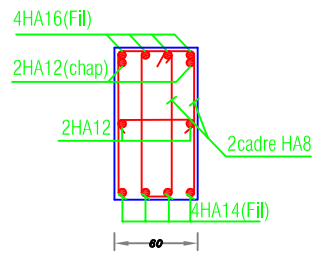
Ferraillage de la nervure dans sens x-x



Ferraillage de la nervure dans sens Y-Y



COUPE A-A



COUPE B-B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Ferraillage du radier général

DIRIGE PAR: Mr MANSOURI

PROPRIETAIRE: _____

DOSSIER:

ETUDIE PAR: Mr HASSANI OMAR
Melle MADANI LILIA

ECHELLE: 1/50

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travaillé en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Calcul pratique des tours en béton armé
Marius Diver édition Dunod (paris 1972)
- BAEL 91 règles technique de conception des calculs des ouvrages et constructions
Edition Eyrolles (paris 1992)
- Cours en béton arme BAEL 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiment)
Jean pierre Mougine édition Eyrolles (paris 1992)
- Formulaire du béton arme tome1 et tome 2
Victor Davidovici édition le moniteur
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99)
- Contreventement des bâtiments par les voiles
Amar Chanti OPU
- Calcul des ouvrages en béton armé
M. Bellazougui.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR.
- Calcul pratique des ossatures en béton armé.
Albert Fuentes.
- Mémoires de fin d'étude.