

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+SS) à usage d'habitation
et commercial en contreventement mixte avec
l'application d'etabs V 9.7**



*Dirigé par : M^r MECHICHE MOHAMED
OUSALEM*

Etudié par: M^r LOUNNAS SAID

M^{me} LOUNNAS Née HOUARI KARIMA

Année 2012-2013

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.

Nous tenons encore à remercier notre cher promoteur Mr MECHICHE qui est le guide et l'exemple du sérieux dans le travail.

Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin d'étude, nos amis de nous avoir aidé. Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents aux quels je dois tout.

A mes frères : Amar et Ahmed.

A mes sœurs : Aziza , Rabea et ma petite sœur Wahiba.

A toute la famille LOUNNAS ,HOUARI et DAHMANI.

A tous mes amis.

A tous mes camarades.

Sans oublier ma belle famille

Said
Said

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*À ma grande mère, à la mémoire de mon grand père ,
et à mes chers parents aux quels je dois tout.*

À mes frères : Mohammed et Karim.

À mes sœurs : Dalila , Ferroudja ,Sabrina et Naima.

À ma tante Fatma.

À toute la famille HOUARI, LOUNNAS etFOUGHALI

À tous mes amis.

À tous mes camarades.

À ma belle famille.

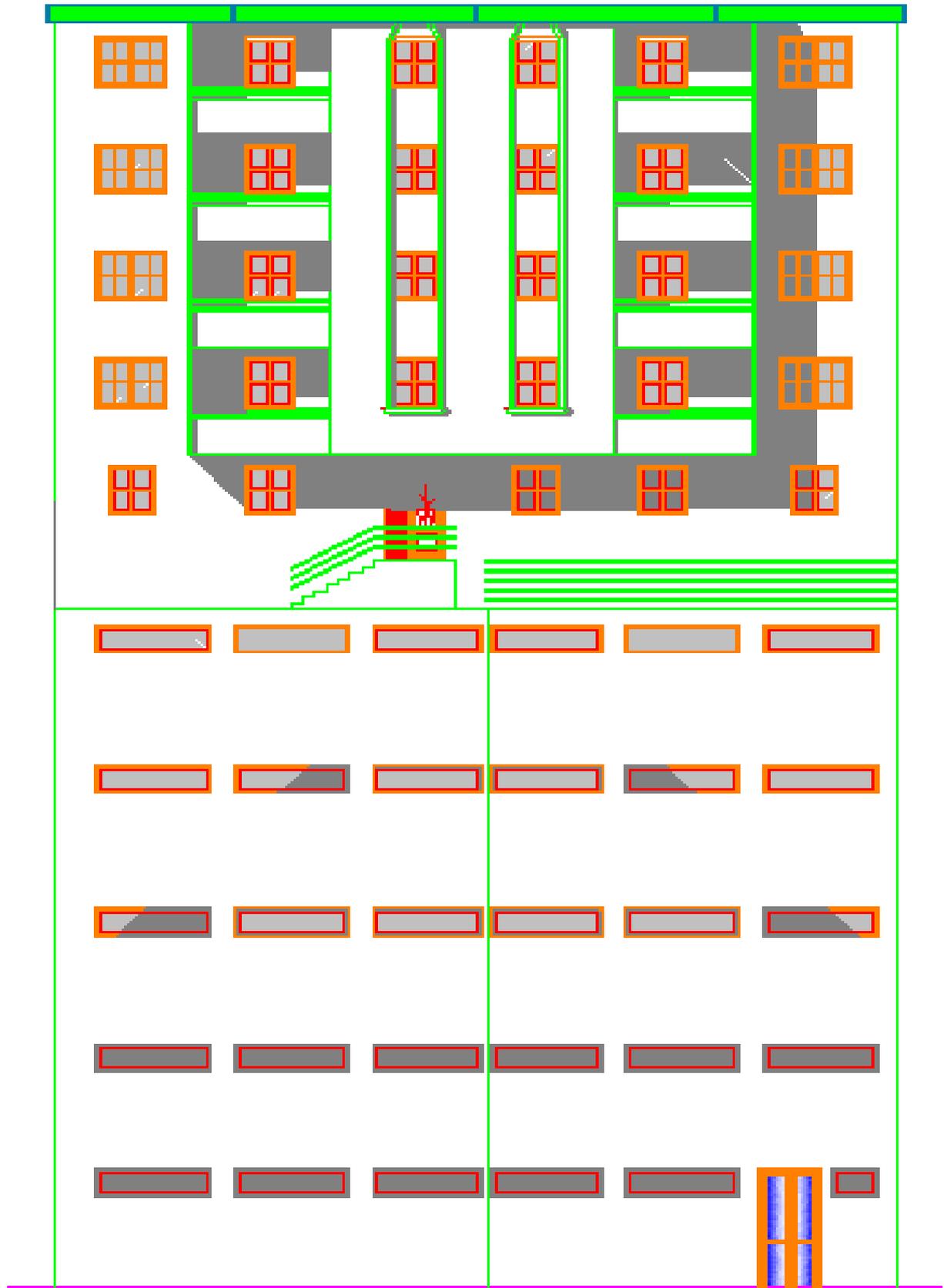
Karima
Karima

Sommaire

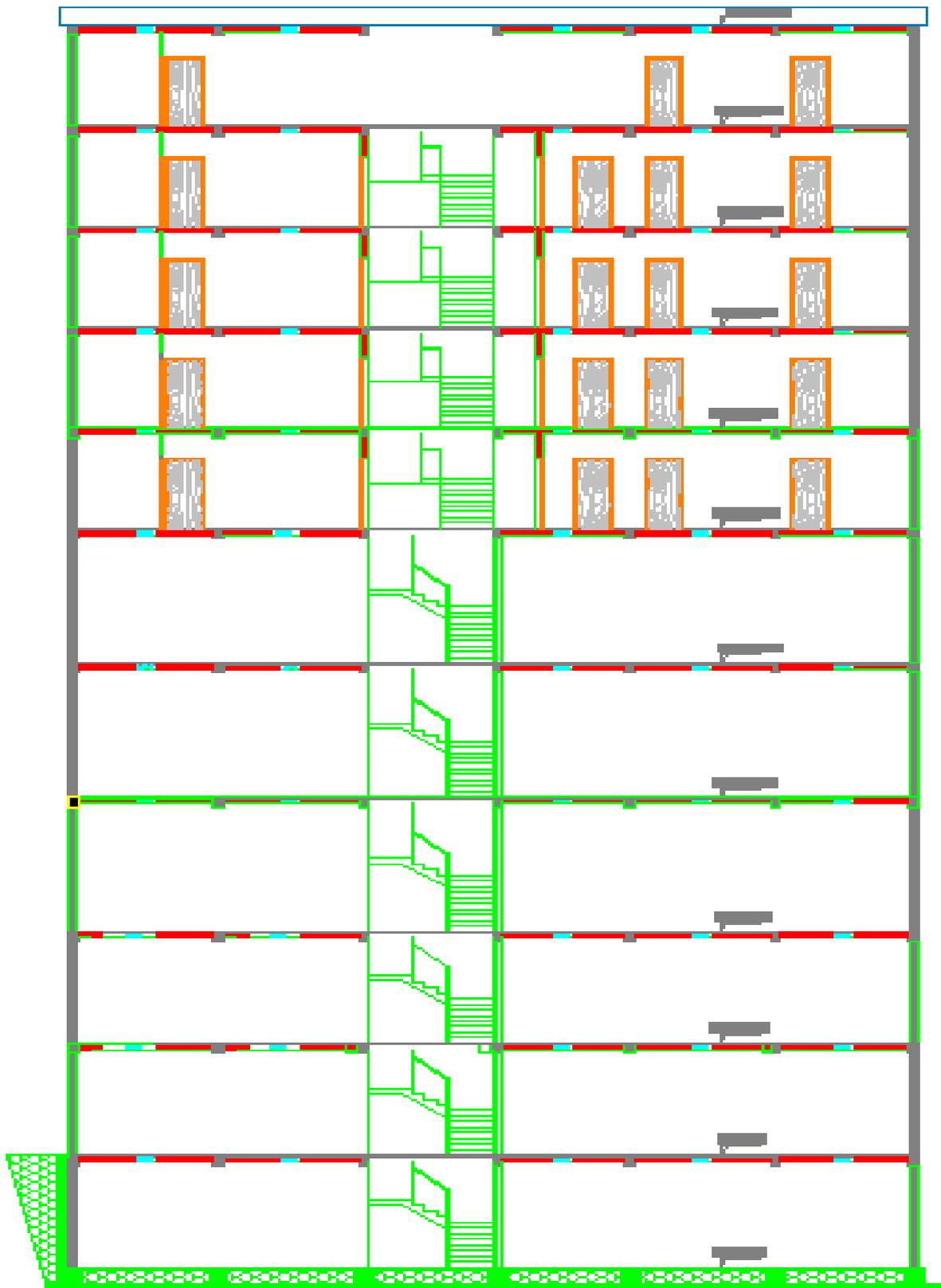
Plans d'architectures et de coffrages.....	01
Introduction générale.....	13
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	14
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.....	25
Chapitre III : Calcul des éléments :	
➤ Acrotère.....	35
➤ Etude du balcon.....	42
➤ Calcul d'escaliers.....	46
➤ Calcul des planches.....	66
➤ Etude de la salle machine.....	87
➤ Porte à faux.....	95
Chapitre IV : Etude du contreventement	102
Chapitre V : Modélisation de la structure et vérification de RPA.....	114
Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux :	
➤ Ferrailage des poteaux.....	140
➤ Ferrailage des poutres.....	157
➤ Ferrailage des voiles.....	182
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	198
Chapitre VIII : Etude du mur plaque.....	224
Conclusion générale.....	234
Bibliographie.....	235

Plans d'architectures et de coffrages

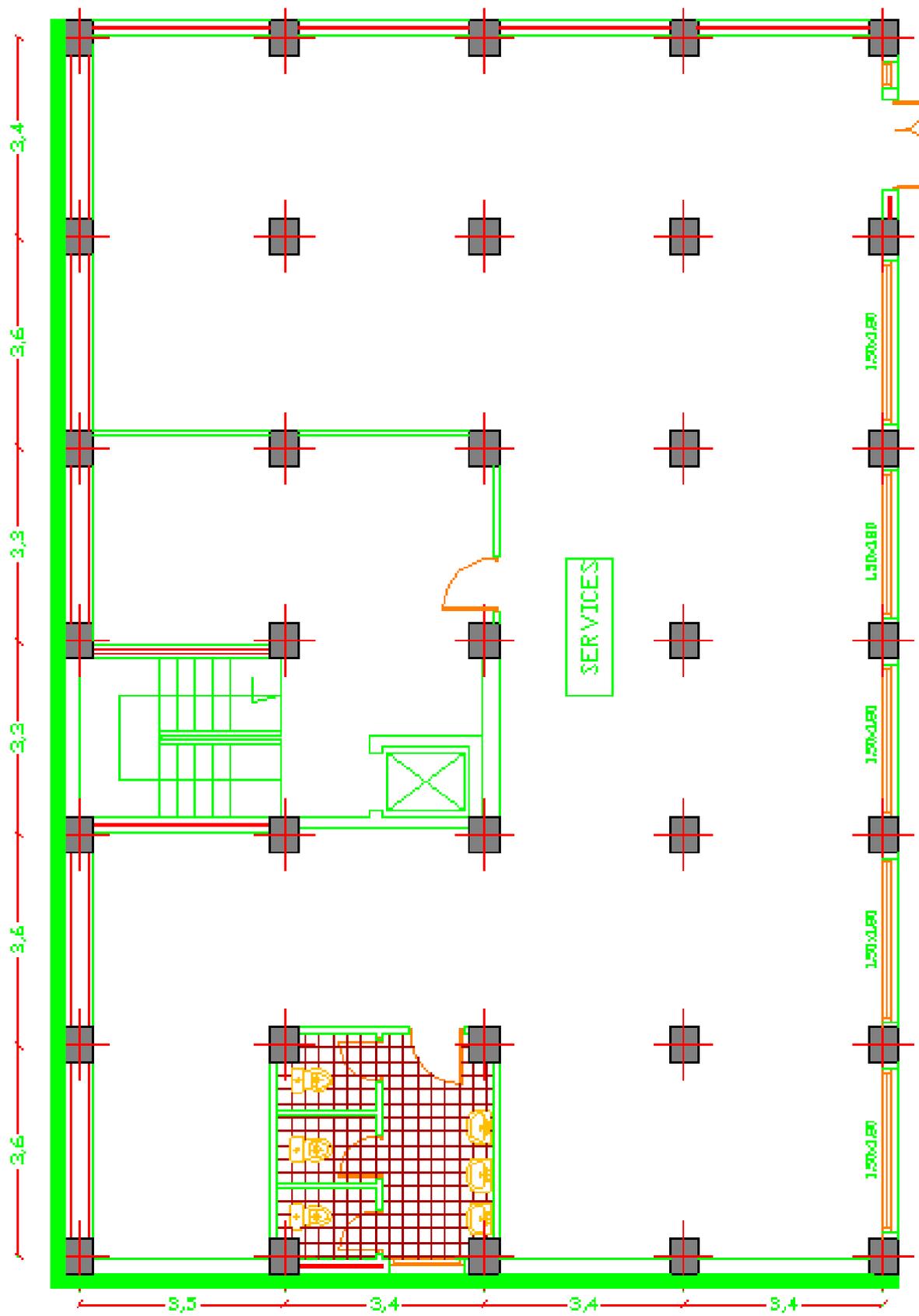
Chapitre II



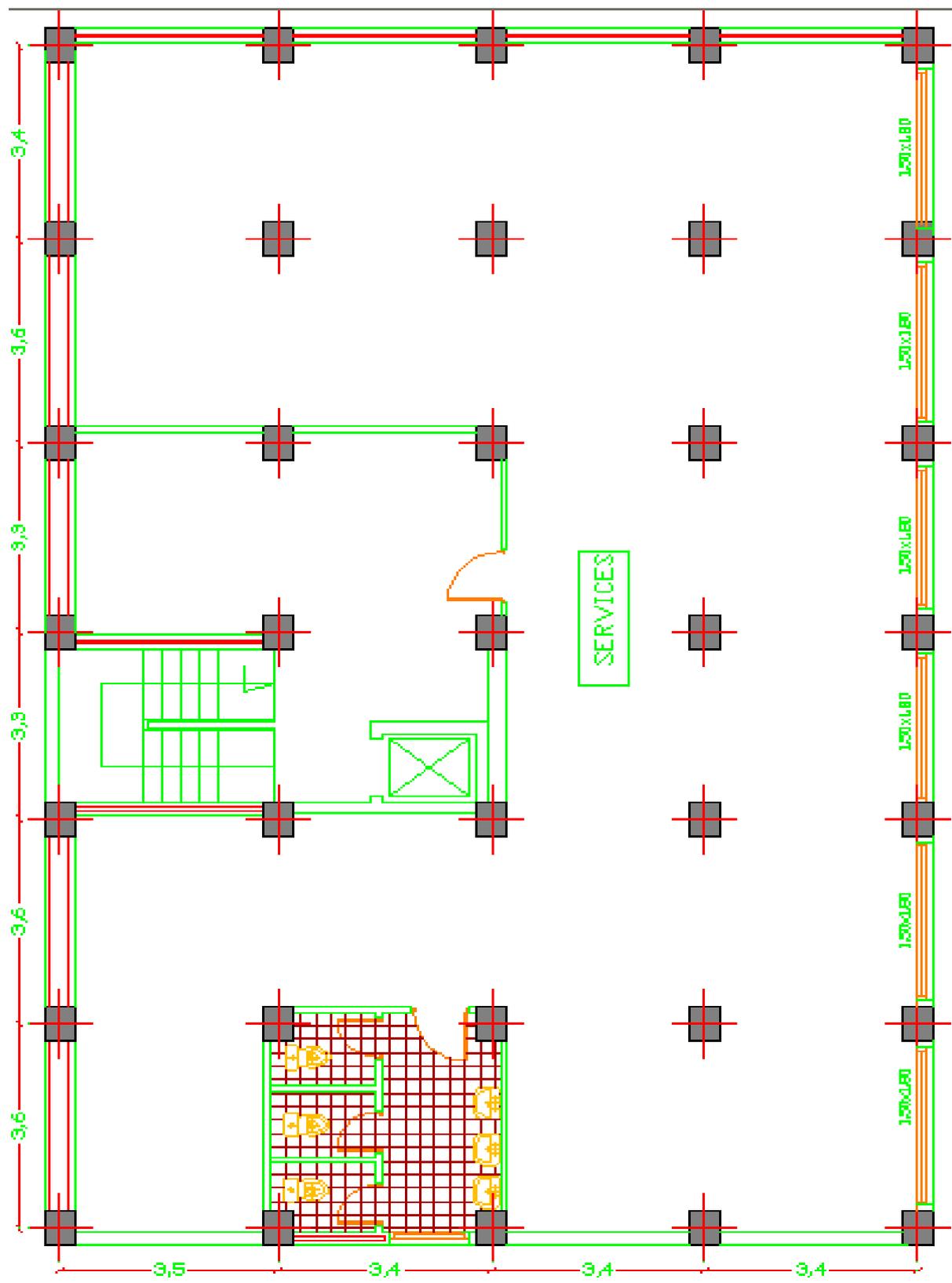
Façade principale



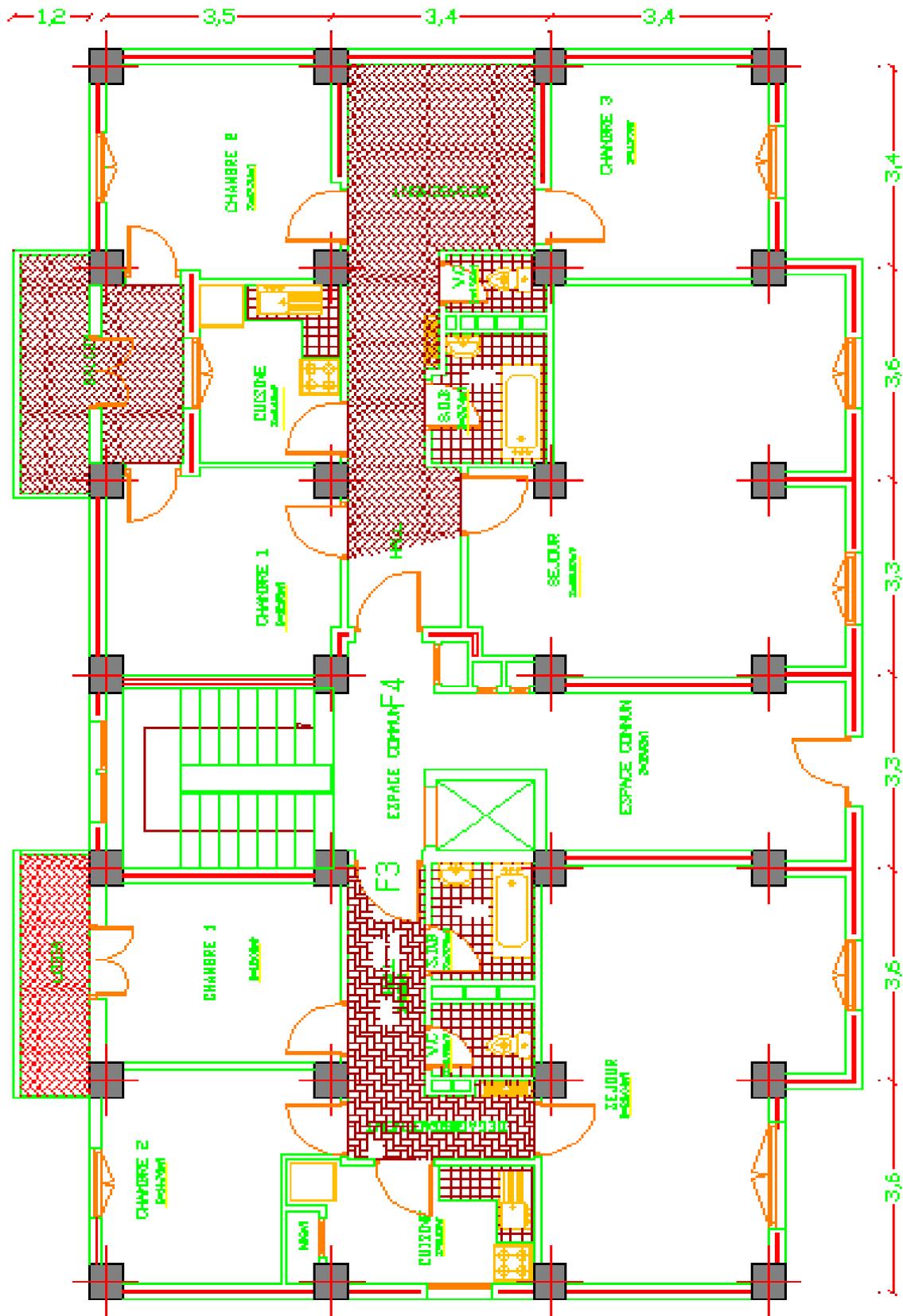
Coupe en élévation



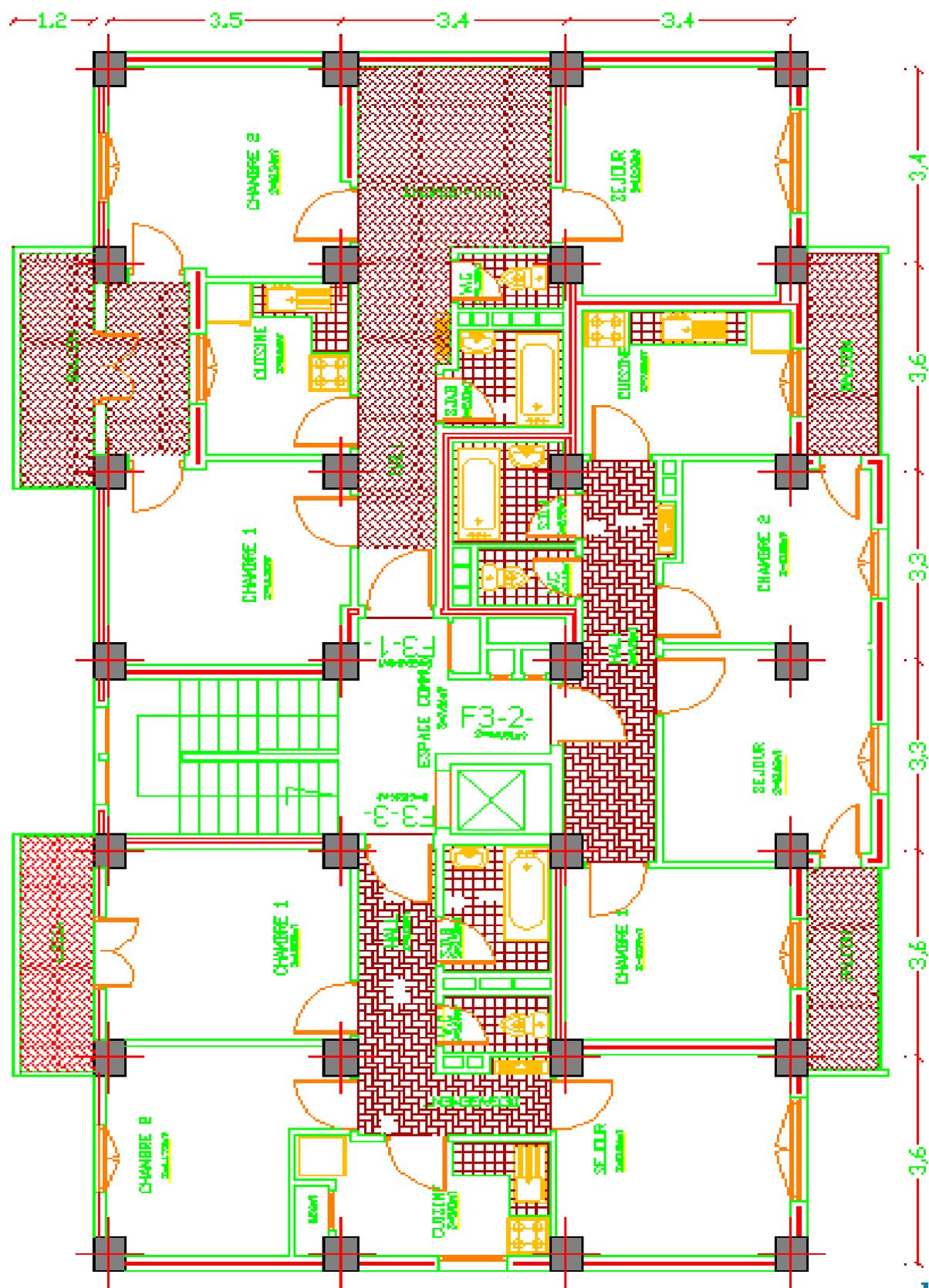
Plan de S.sol

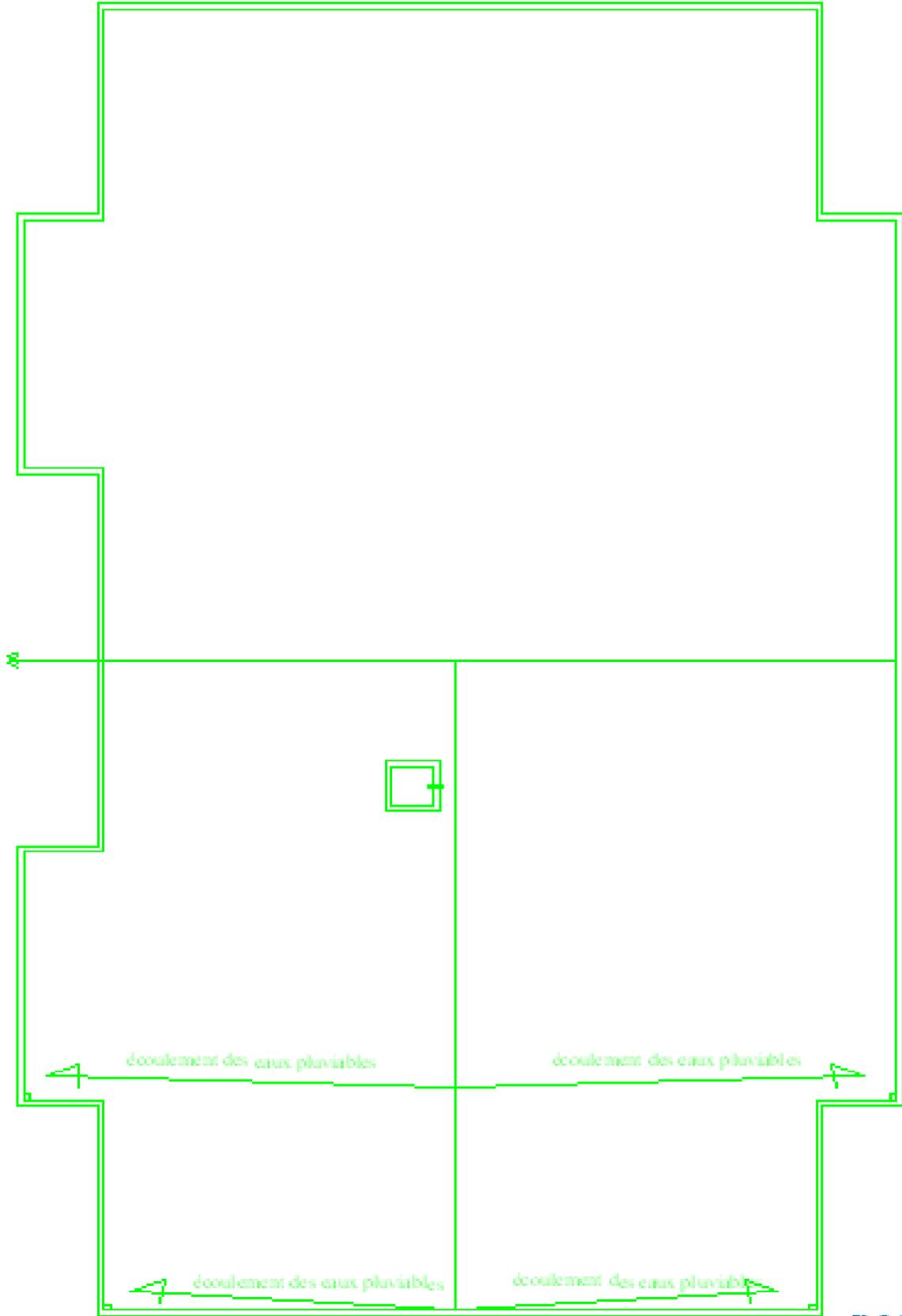


Plan de RDC, 1er, 2eme 3eme & 4eme ETAGE

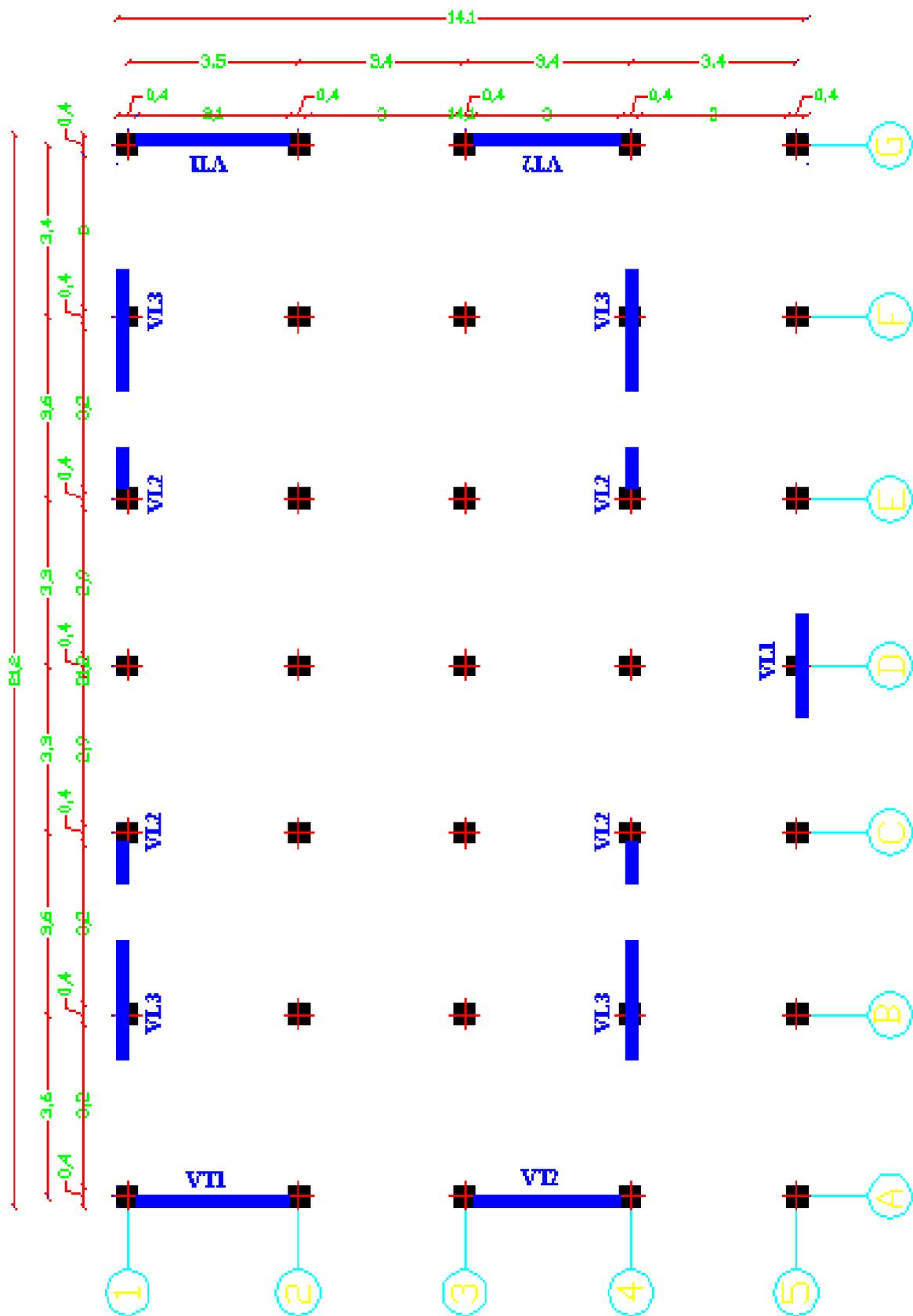


Plan de 5eme Etage

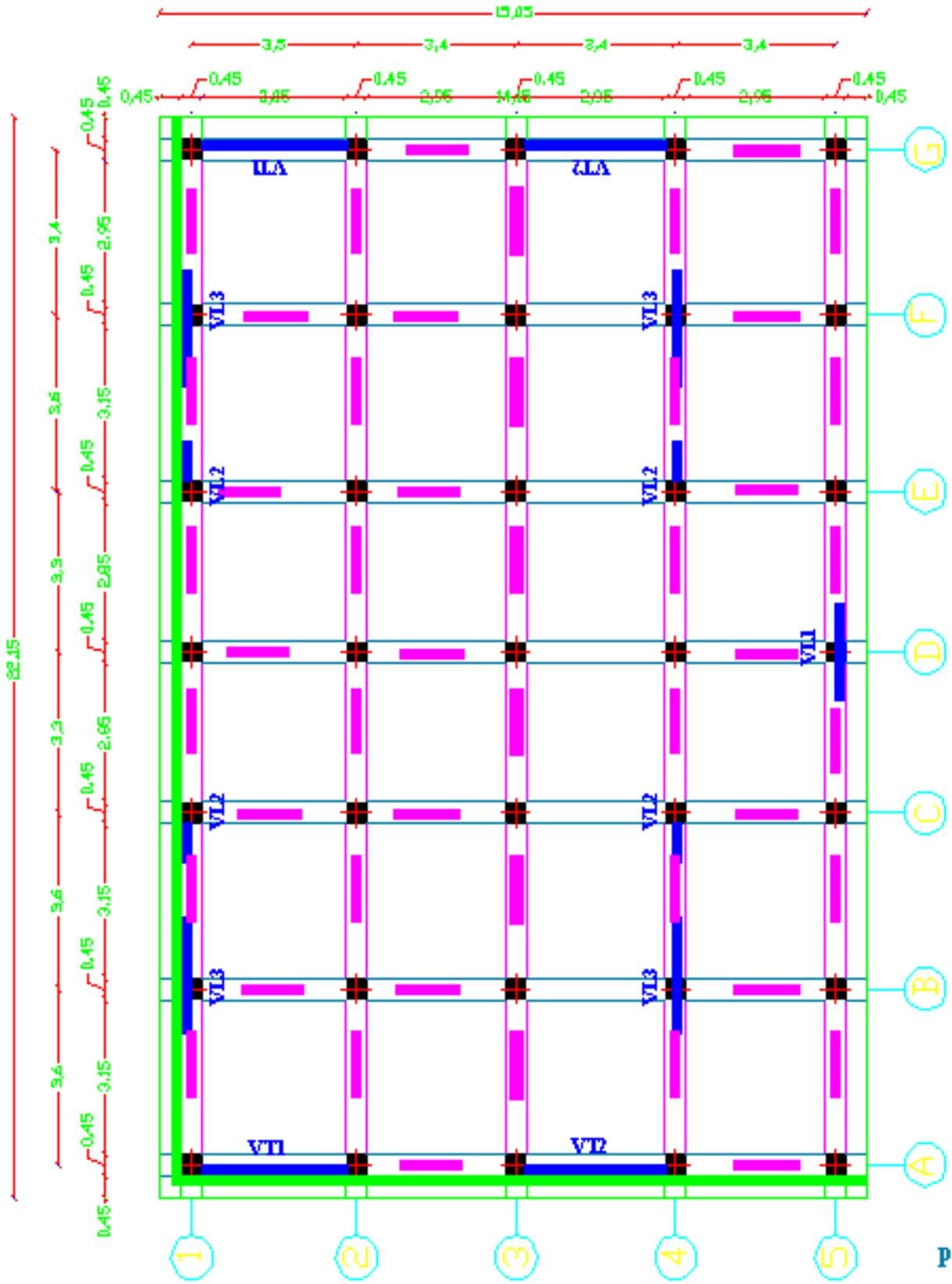




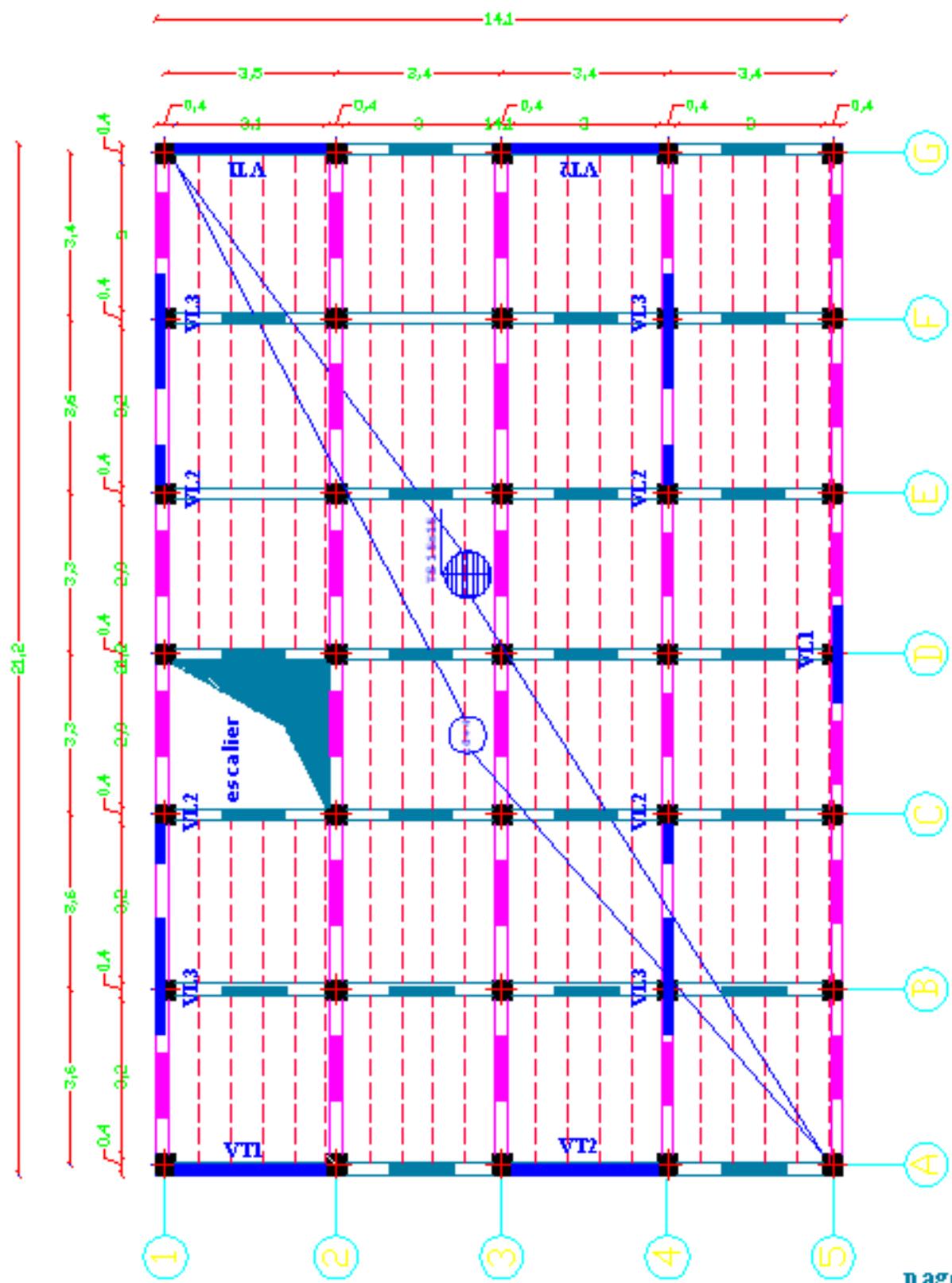
Plan de Terrasse



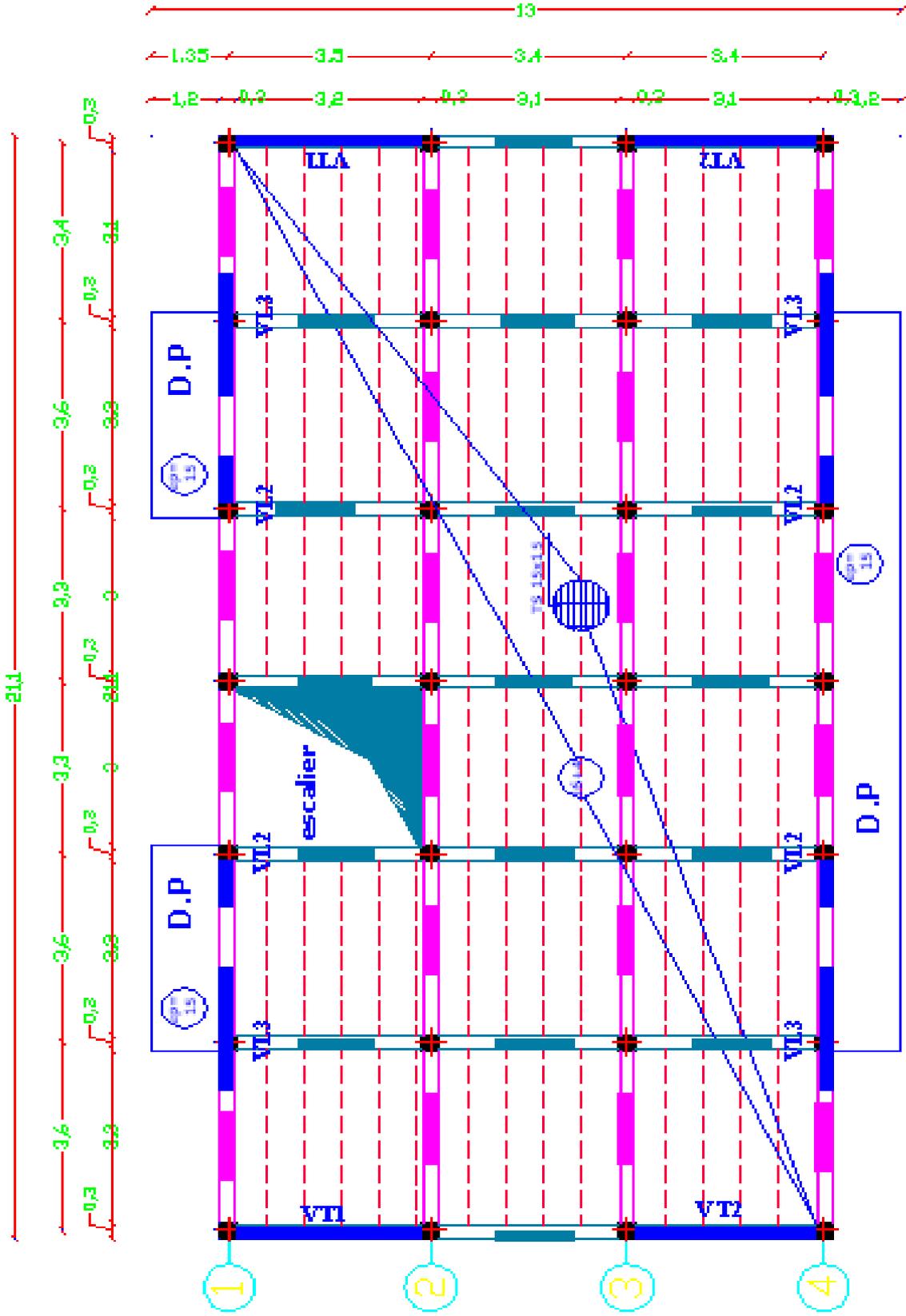
Plan de la disposition des voies



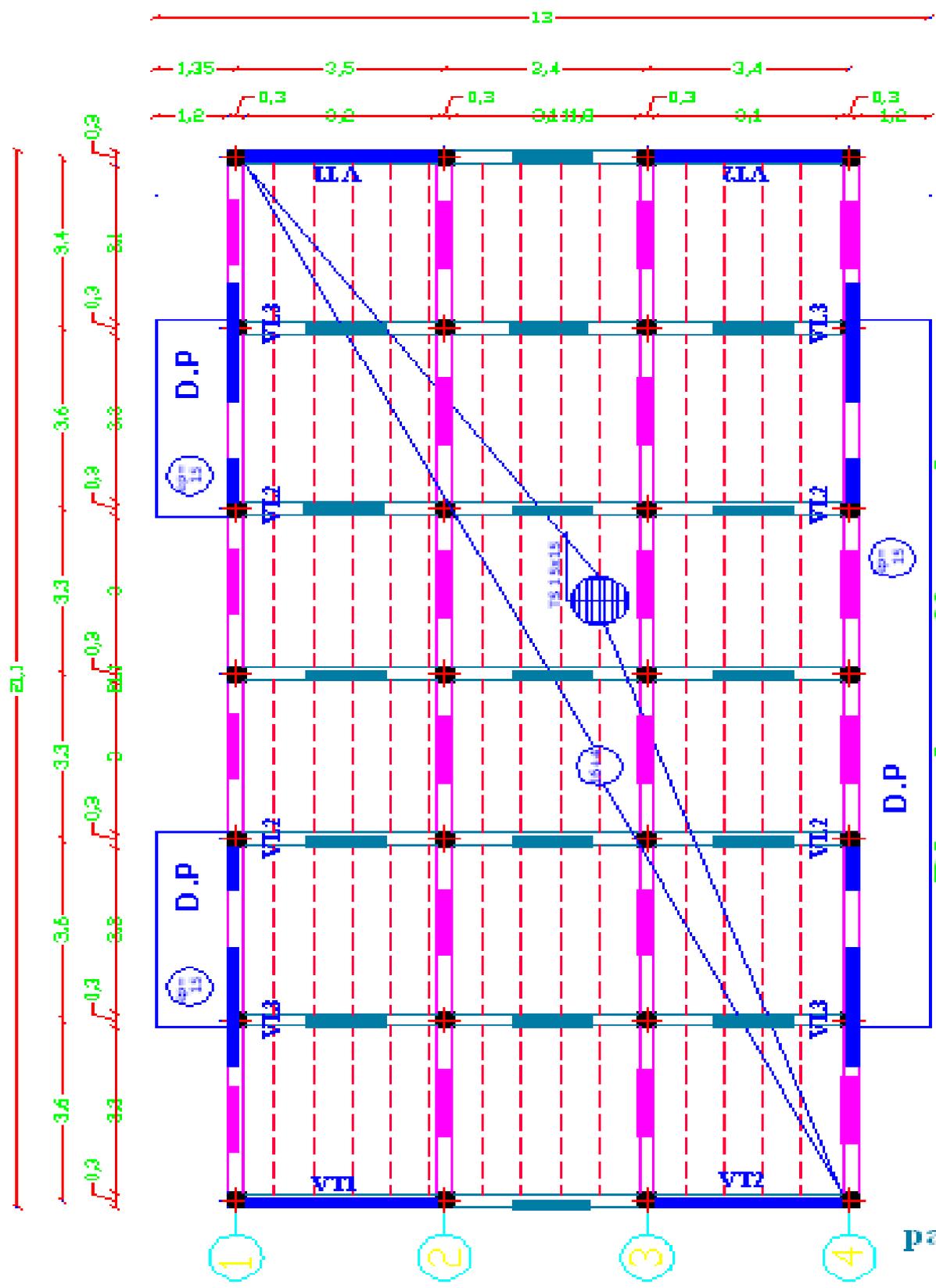
Plan de coffrage de radier



Plan de coffrage RDC, 1er ETAGE, 2eme, 3eme & 4eme Etages



Plan de coffrage 5eme, 6eme, 7eme, 8eme & 9eme Etages



**Plan de coffrage de
plancher terrasse**

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+S-SOL 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 9.7.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

I) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en étude et calcul d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (**R+9 étages +sous sol**) qui sera implanté à Tizi-ouzou classée selon **RPA99 version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

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

✓ **Dimension en élévation :**

- Hauteur du sous.sol jusqu'à 1^{er} étage à usage commercial : 3.40m.
- Hauteur du 2^{ème} jusqu'à 4^{ème} étages à usage commercial : 4.08m
- Hauteur du 5^{ème} jusqu'à 9^{ème} étage à usage d'habitation : 3.06m
- Hauteur total: 37.74 m

✓ **Dimension en plan :**

Du sous.sol jusqu'à 4^{ème} étage :

La largeur : 14.10m
La longueur : 21.20m
Surface : 298.92 m²

5^{ème} jusqu'à 9^{ème} étage :

La largeur : 13 m.
La longueur : 21.10 m.
Surface : 249.94 m²

I-2) Eléments de l'ouvrage :

I-2.1 - Ossature :

L'immeuble est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques (poteaux, poutres), leurs dispositions se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal).

a) Voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

On trouve dans cet ouvrage deux types de voiles :

1) **Mur plaque** : Disposés à l'extérieur du bâtiment au sous sol destinés à reprendre les efforts de poussées des terres sur le sous sol.

2) **Voiles de contreventements** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

b) Portiques :

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.

I-2.2- Planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment en corps creux.

Remarque :

Cage d'ascenseur, balcons et les paliers de l'escalier sont réalisés en dalle pleine

I-2.3- Maçonnerie :

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

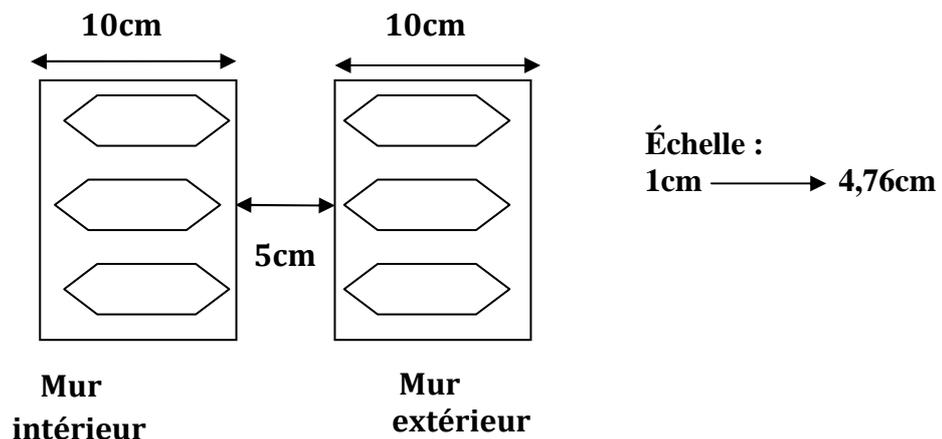


Figure I-1) Schéma descriptif de doubles cloisons

I-2.4- 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.

I-2.5- Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. est un escalier classique en béton armé (paliers et paillasse), coulé sur place.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

I-2.6- 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-3) 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-3-1) 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 $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

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.

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 section 200cm^2 de hauteur double de leur diamètre (éprouvette normalisée 16×32), elle est notée f_{c28} .

- ☞ A 7 J le béton atteint 50% de sa résistance.
- ☞ A 14 J → 80%.
- ☞ A 21 J → 90%.
- ☞ A 28 J → 99%

} Avec les conditions idéales

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge ≤ 28 sa résistance est calculée comme suit :

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

Pour notre étude on prendra $f_{c28}=25$ 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 :

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{i28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

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.

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

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

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.

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

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \Rightarrow E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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 :

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

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

ν : 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 ($\Delta l/l$).

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

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ 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 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

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

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 ‰.

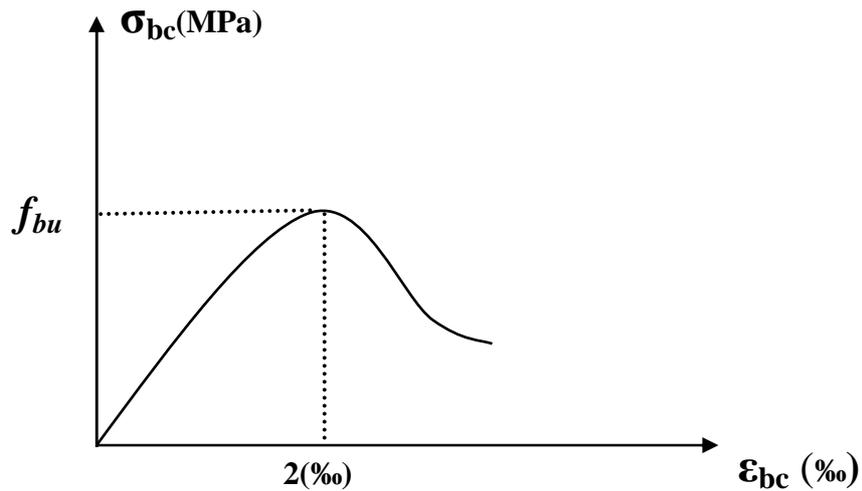


Fig I.2)diagramme réel à l'ELU

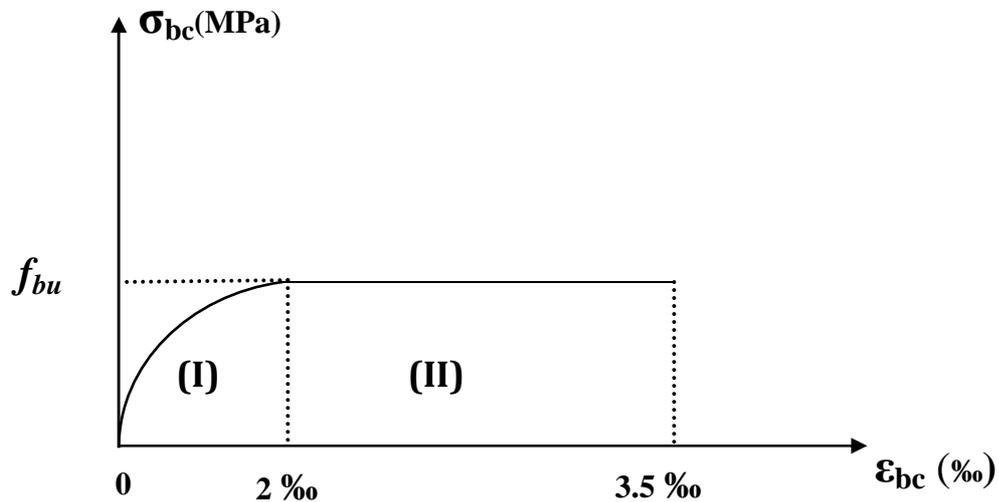


Figure I.3) Diagramme contrainte déformation du béton

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

(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 28jours.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

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

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 :

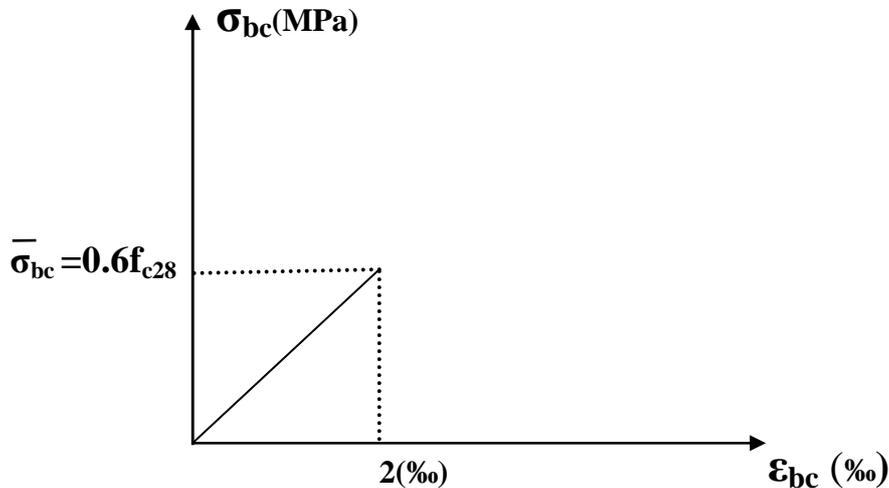


Fig I.4) diagramme de contrainte à l'ELS

I-3.2) 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-3.2-1) 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

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement (‰)	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils tréfilés lisse	$\varnothing > 6\text{mm}$	500	14	580

I-3.2-2) Module d'élasticité longitudinal :

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

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

I-3.2-3) État Limite Ultime (ELU) :

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

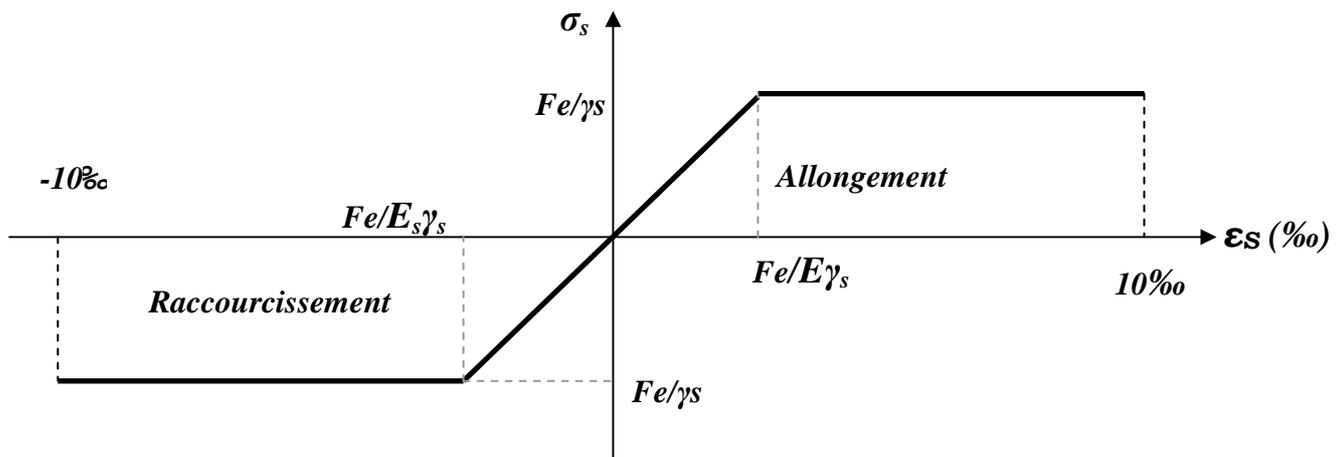


Fig I.5) Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

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 : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

I-3.2-4) 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-3.2-5) 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 :

- $C \geq 5 \text{ cm}$, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3 \text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$, 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-4) HYPOTHESES DE CALCUL :

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

I-4.1)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-4.2)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

Prédimensionnement des éléments

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-2. Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment .ils sont réalisés en corps creux (hourdis+ dalle de compression), qui reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Qui ont un rôle pour :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec : h_t : Hauteur du plancher.

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée

$$L_{\max}=360-25=335\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{335}{22,5} = 14,88\text{cm}$$

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

Donc on adopte un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

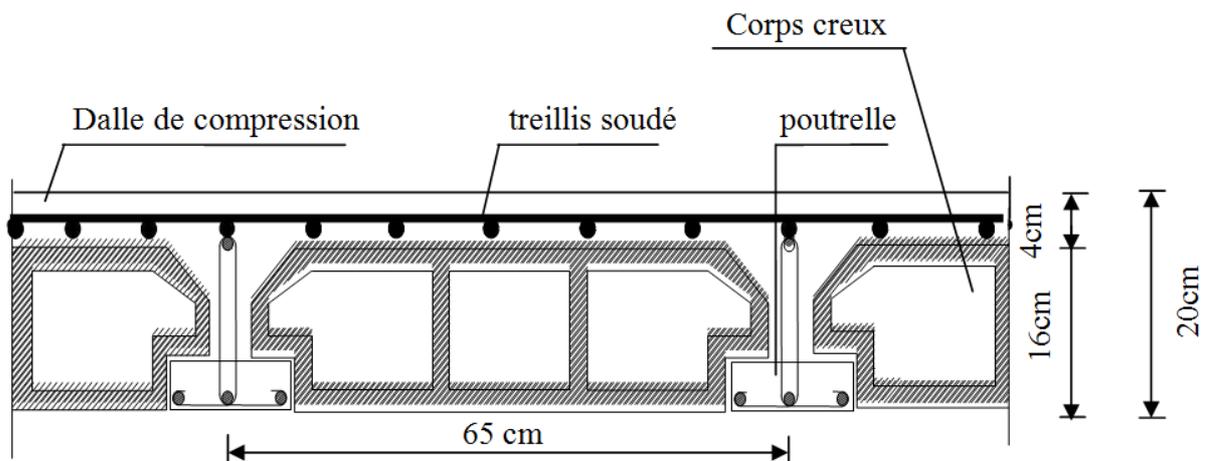


Fig. II-1 Coupe d'un plancher en corps creux

II-3. 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 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

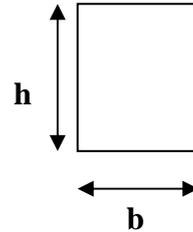


Fig. II-2)
Section d'une poutre

Avec

h : la hauteur totale des poutres.

b : largeur de la poutre.

L : 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 :

$$\frac{350-25}{15} \leq h \leq \frac{350-25}{10} \Rightarrow 21.66cm \leq h \leq 32.5cm$$

On prend : h = 30 cm.

Pour la largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 25 cm

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 :

$$\frac{360-25}{15} \leq h \leq \frac{360-25}{10} \Rightarrow 22.33cm \leq h \leq 33.5cm$$

On prend : h = 30 cm.

la largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 25 cm

c) Vérification au coffrage selon RPA99 mod 2003/ Art7.5.1 (Zone de moyenne sismicité II.a) :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (Art7.5.1/RPA99 version2003)

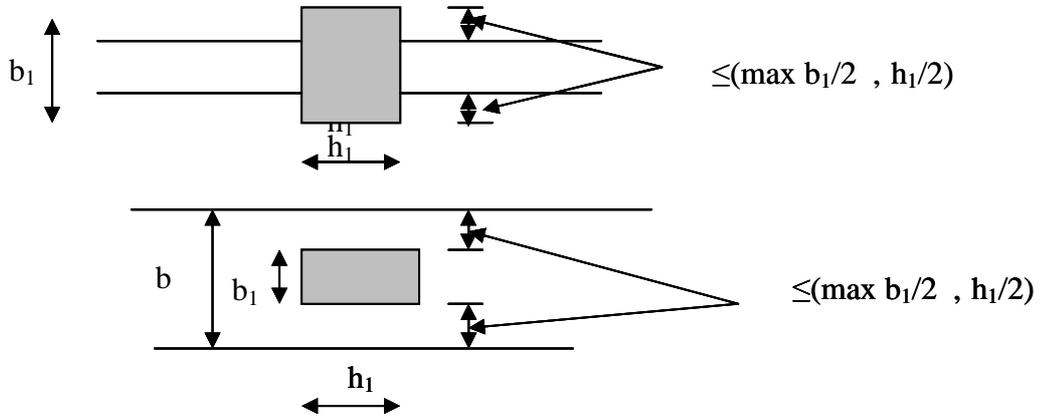
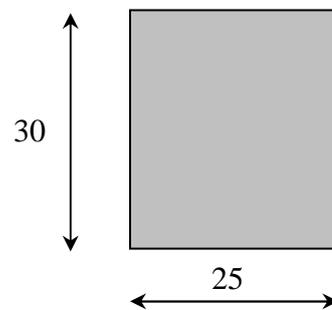
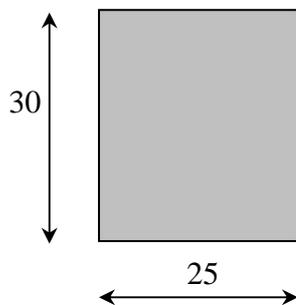


Figure II.3 : les dimensions à respecter pour les poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b \end{array} \right.$$

Tableau II-1) Vérification de RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	OK
$h/b \leq 4$	1,2	1,2	OK
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	$1,5(30) + 25 = 70 \text{ cm}$	$1,5(30) + 25 = 70 \text{ cm}$	OK



FigII.4.1 : Dimensions de la poutre principale

FigII.4.2 : Dimension de la poutre secondaire

d) Conclusion :

Les conditions de RPA 99 version 2003 et de BAEL 91 sont vérifiées. Finalement on prend :

La section des poutres principales est : (25x30) cm².

La section des poutres secondaires est : (25x 30) cm².

II-4.Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1):**II-4.1) définition:**

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

II-4.2) Pré dimensionnement:

Selon le **RPA99 version 2003** Les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale 15cm, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous :

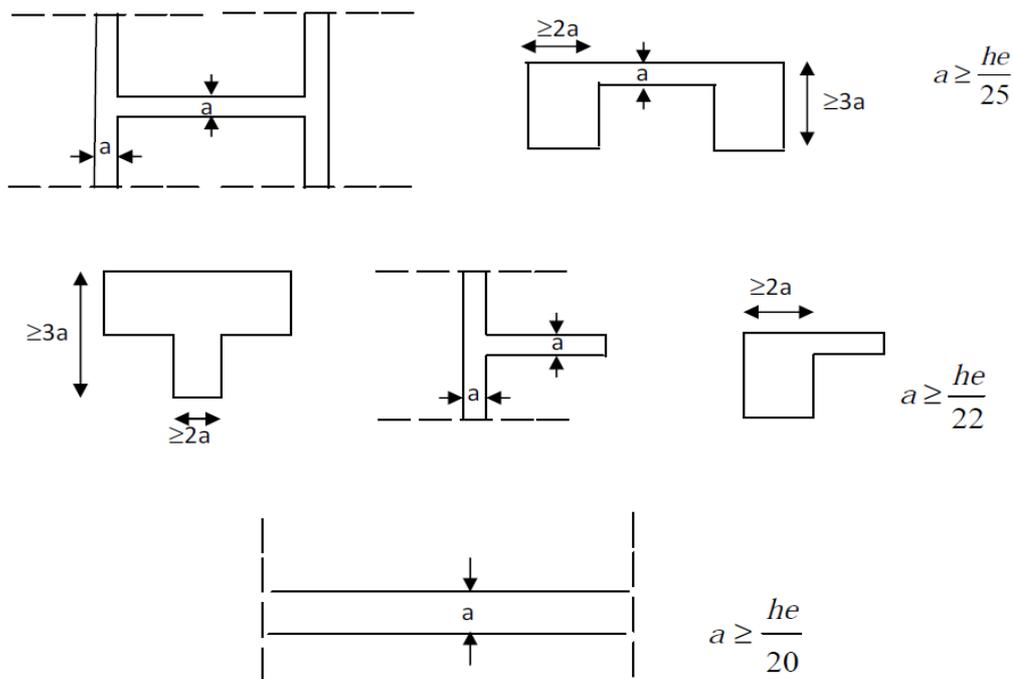


Figure II.5.1 : Coupe de voile en plan.

On a donc :

$$h_e = h - h_t$$

Tel que: h_t : épaisseur de la dalle.

h_e : hauteur du voile.

h : hauteur d'étage.

Du sous-sol jusqu'à 1^{er} étage: $h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \quad ,$$

On prend **a = 20 cm**

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Du 2^{ème} jusqu' à 4^{ème} étage : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \quad ;$$

On prend **a = 20 cm**

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Du 5^{ème} jusqu' à 9^{ème} étage : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \quad ;$$

On prend **a = 20 cm**

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Conclusion :

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de 1 m donc la condition $L \geq 4a$ est vérifié.

Remarque :

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

II-5.3.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

II-5.3.1.Charges permanentes :

On a la charge $G = \rho e$

ρ : C'est le poids volumique

e : L'épaisseur de l'élément

D'où le tableau suivant :

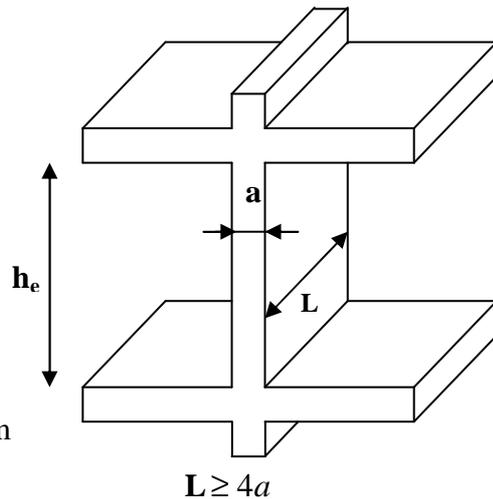


Figure II.5.2) :
Coupe d'un voile en élévation

Tableau II-2) Plancher terrasse :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	22	0.44
3	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
4	béton en forme de pente	0.06	22	1.32
5	pare vapeur	1 feuille	/	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	14	2.8
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5.49

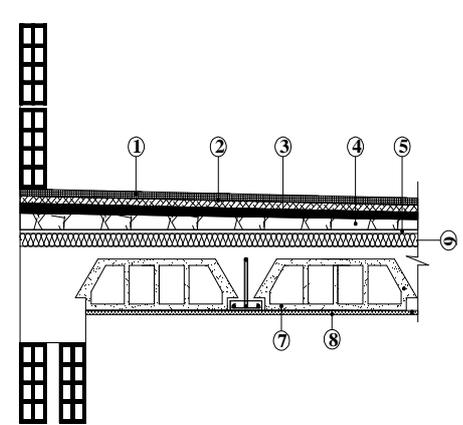


Fig II-6

Tableau II-3) Plancher d'étage courant :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	mortier de pose	0.02	22	0.44
4	couche de sable	0.02	18	0.36
5	plancher en corps creux	(16+4)	14	2.8
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5.14

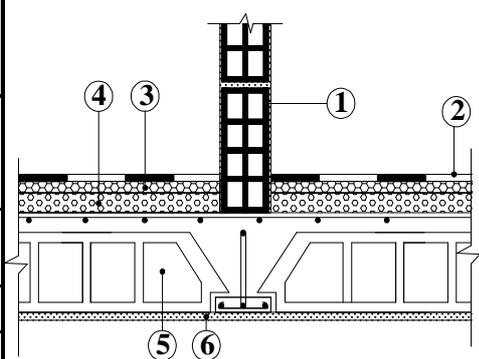


Fig II-7

Tableau II-4) dalle pleine :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Chape de mortier	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.015	18	0.27
TOTAL				5.26

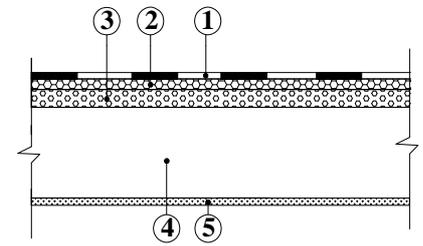


Fig II-8

Maçonnerie :

- **Tableau II-5) Les murs extérieurs :** sont en double cloisons de 25 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	enduit de ciment	0.015	18	0.27
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
3	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
4	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				2.99

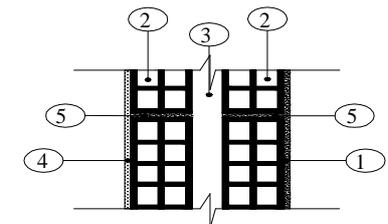


Fig II-9

- **Tableau II-6) Les murs intérieurs :**

Sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et un enduit plâtre des deux faces et le mortier de pose entre les briques.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Biques creuses	0.1	9	0,9
1	Mortier de ciment	0.02	18	0,36
TOTAL				1,3

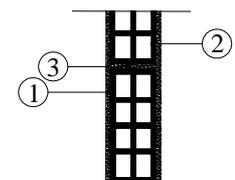


Fig II-10

e) l'acrotère :

calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.1)/2)] \times 25$$

$$G = 1.4625 \text{ KN/ml}$$

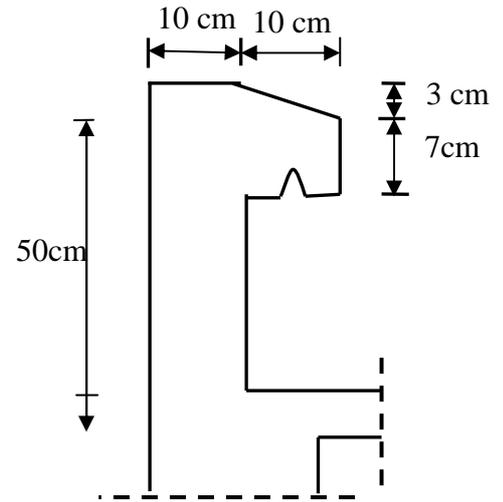


Fig II-11) schéma statique de l'acrotère

Tableau II-7) Charges d'exploitations :

Eléments	surcharges
➤ Acrotère	1 KN/m ²
➤ Plancher d'étage courant	1.5 KN/m ²
➤ Escaliers	2.5 KN/m ²
➤ Balcon	3.5 KN/m ²
➤ Plancher à usage commercial	5 KN/m ²
➤ Plancher terrasse accessible	2 KN/m ²
➤ Plancher terrasse inaccessible	1 KN/m ²
➤ Porte à faux	1.5 KN/m ²

II-5.4) prédimensionnement des poteaux :

II-5.4.1) Introduction :

Pour prédimensionner les poteaux on doit vérifier que la somme des moments résistants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolues à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient majorateur de **1,25**.

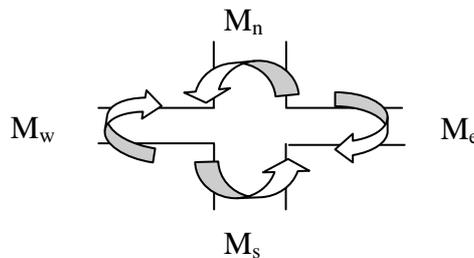


Fig II-12) schéma statique d'un nœud poutre-poteau

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que les poteaux.

II-5.4.2) Les vérifications à faire sont :

1) $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 |M_w| + |M_e|$ (RPA99 ver 2003 **art 7.6.2**)

Avec: M_n : moment résistant dans le poteau supérieur.
 M_s : moment résistant dans le poteau inférieur.
 M_e : moment résistant droite de la poutre.
 M_w : moment résistant gauche de la poutre

2) Pour la zone IIa la section minimale est de **(25x25)** (RPA99 ver 2003 **art 7.4.1**).

Rappel :

On rappelle que la section des poutres principales et secondaires est de **(25x30)**.

On a $\sigma = M \frac{v}{I} \implies M = \sigma \frac{I}{v}$ et $M_n = M_s ; M_w = M_e$

Qui donne $M_n \geq 1.25 M_e \implies M_{pot} \geq 1.25 \times M_{pout}$

$\sigma \times \frac{I_{pot}}{v} \geq 1.25 \sigma \times \frac{I_{pout}}{v}$, En simplifiant σ et v on obtient $I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$

$I_{pout} = 0.3 \times 0.25^3 / 12 = 3.91 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$I_{pot} \geq 1.25 \times 3.91 \times 10^{-4} = 4.88 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Soit une section de **(30x30)** $\implies I_{pot} = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Conclusion :

$I_{pot} = 1.73 \times I_{pout}$

• $I_{pot} \geq 1.25 \times I_{pout}$ (1^{er} Condition vérifiée).

• **(30x30) \geq (25x25)** (2^{eme} Condition vérifiée).

Remarque :

Car il y a une différence de hauteur entre les étages à usage d'habitation et les étages à usage commercial ce qui implique une différence de rigidité (le poteau inférieure souple par rapport au poteau supérieure), donc on augmente la section des poteaux et on vérifie $K_{inf} > K_{sup}$.

On propose une section de **(40x40)**.

$K_{30x30} = I_{30x30} / h_{Ecr} = \frac{0.3^4}{12 \times 3.06} = 2.21 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

$K_{40x40} = I_{40x40} / h_{Eco} = \frac{0.4^4}{12 \times 4.08} = 5.22 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

} On a bien $K_{40x40} > K_{30x30}$ condition vérifiée

II-5.4.3) Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :

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

- $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en Zone I et II.
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$ en zone III.
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

Sections adoptées :

(40x40)cm² —————> du s.sol au 4^{ème} étage.

(30x30) cm² —————> du 5^{ème} étage au 9^{ème} étage.

➤ Pour (40x40) cm² ;

- $\text{Min}(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$
- $\text{Min}(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} \geq 378/20 = 18.9\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$
- $1/4 = 0,25 \leq 40/40 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ Pour (30x30) cm² :

- $\text{Min}(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$
- $\text{Min}(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{ cm} \geq 276/20 = 13.8\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$
- $1/4 \leq 30/30 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots\text{CV}$

II-5.4.4) Vérification au flambement :

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux dû à l'effort normal axial, il faut que :

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

i : Rayon de giration.

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

$$L_f = l_0$$

L_f : Longueur de flambement d'un poteau (Art.122, BAEL 91)

l_0 : Longueur libre de poteau

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{hb/12bh^3}} < 50$$

$$\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Pour 1^{er} s.sol, RDC et 1^{er} étage (poteau 40x40) ; $l_0=3.40\text{m}$; $\lambda = 29.44 < 50$
- Pour le (2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages poteaux 40x40 ; $l_0=4.08\text{m}$; $\lambda = 35.34 < 50$
- Pour le (5^{ème} jusqu'à 9^{ème} étages) poteaux 30x30 ; $l_0=3.06$; $\lambda=31.87 < 50$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont Convenables.

Chapitre III

Calcul des éléments

III : calcul des éléments :**III-1-1) Introduction :**

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

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifiées 99)

III-1-2) Acrotère:

Il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher toiture, elle a une section trapézoïdale dans les dimensions sont 10cm d'épaisseur ,50cm 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 ($1m$).

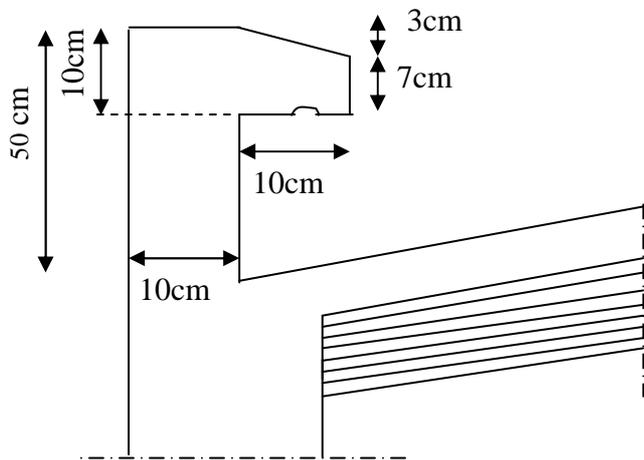


Fig.III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

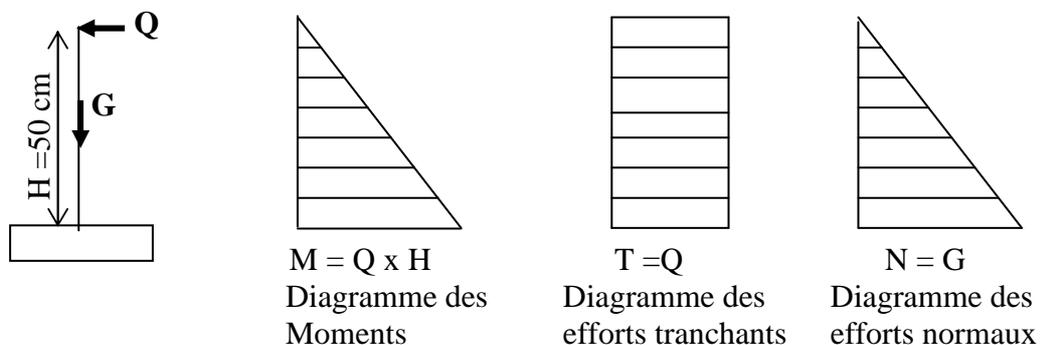
A) Schémas statiques de calcul:

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:

$$G = \rho \times S = 25 \left(0,03 \times \frac{0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,5 \times 0,1 \right) = 1,4625 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,4625 \text{ KN/ml}$$

- 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 :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,5 \times 1 = 0,5 \text{ KN.m}$$

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 : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,4625 = 1,9744 \text{ KN/ml.}$

- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m.}$

- 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 : $N_s = G = 1,4625 \text{ KN/ml.}$

- Moment de renversement : $M_s = 0,5 \text{ KN.m.}$

- 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 fléchissons M).

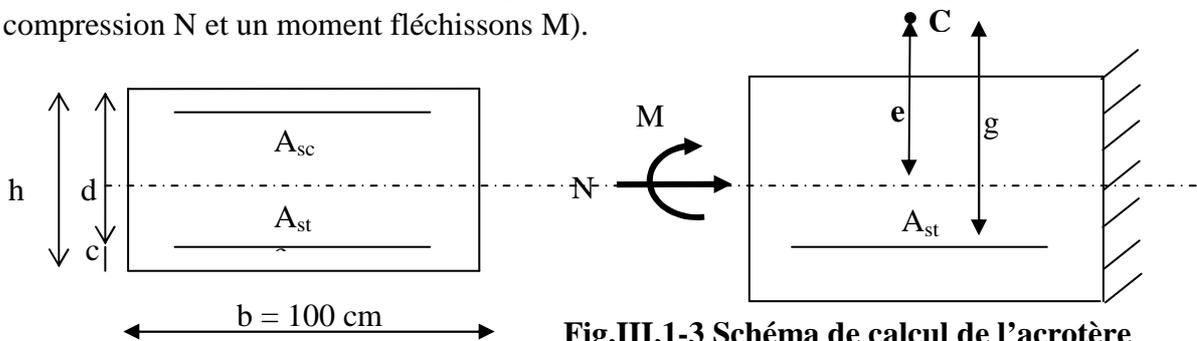


Fig.III.1-3 Schéma de calcul de l'acrotère

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

$$N_u=1,9744 \text{ KN/ml} , M_u=0,75\text{KN.m}$$

b : longueurs 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:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{1.9744} = 0,38 \text{ m} = 38 \text{ cm.}$$

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 :

$$g = e_u + h/2 - c = 38 \text{ cm} + 5 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 40 \text{ cm} = 0,40 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 1.9744 \times 0.40 = 0.7898 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.7898 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,0114 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0114 \Rightarrow \beta = 0,9945$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.7898 \times 10^6}{0,9945 \times 70 \times 348} = 32.60 \text{ mm}^2 = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,33 \text{ cm}^2$$

G) Calcul d'armatures en flexion composée:

$$\text{La section réelle d'armatures: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,33 \times 10^2 - \frac{1.9744 \times 10^3}{348} = 27,33 \text{ mm}^2$$

$$A = 0,27 \text{ cm}^2$$

H) Vérification à l'ELU :

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.2.4.1/BAEL91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,27 \text{ cm}^2$$

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 **7HA8 /ml** = 3.52cm², espacés de 15 cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.52}{4} = 0,88 \text{ cm}^2$$

On prend **7HA8/ml** = 3.52 cm² espacées de 15 cm

I) vérification des contraintes à l'ELS:

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

On doit vérifier que :

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

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.37$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.906, \alpha_1 = 0.282, k_1 = 38.19$$

$$K = 1/k_1 = 1/38.19 = 0.026$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_s = \frac{0.5 \times 10^6}{0.906 \times 70 \times 251} = 31.41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

On a bien :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

➤ **Béton :**

$$\bar{\sigma}_b = k \cdot \sigma_s = 0,026 \times 31,41 = 0,817 \text{ Mpa}$$

On a bien :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

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 :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

K) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{seu} = \frac{Vu}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} \quad \text{avec } \Sigma u_i : \text{somme des périmètres utiles de barres}$$

$$\Sigma u_i = \pi \times 0,8 \times 7 = 17,58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10^3}{0,9 \times 70 \times 175,8} = 0,09 \text{ Mpa}$$

Donc $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ (condition est vérifiée).

L) 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 :

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

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

$$L_{s \max} = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

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

M) 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 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à 0,8

W_p : poids de l'acrotère, égal à 1,4625 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,4625 = 0,702 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{ condition vérifié.}$$

Conclusion :

Dans notre cas l'acrotère est ferrillé par :

- **Armatures réelles** $A = 6\text{HA } 8 = 3,01 \text{ cm}^2$,
 $St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$
 $St = 15\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 33\text{cm}\}$
- **Armatures de répartition** $A_r = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$,
 $St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$
 $St = 15\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 33\text{cm}\}$

N) Ferrailage de l'acrotère :

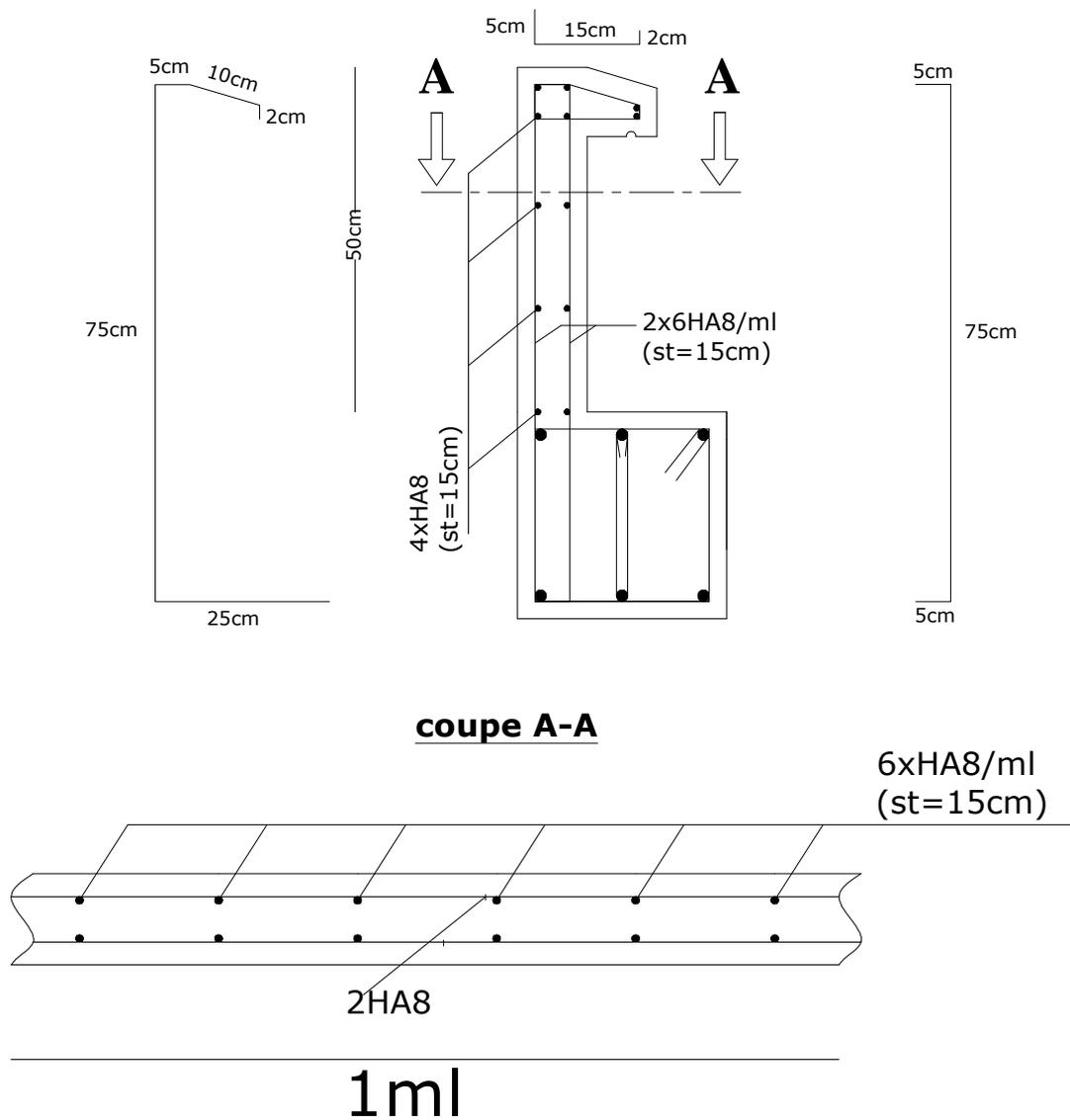


Fig III-1.4: Ferrailage de l'acrotère

III-2) Etude du balcon :**III-2-1) Introduction :**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1.20\text{m}$.

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale (G_2) due au poids propre du garde-corps, ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G_1 et Q .

III-2-2) pré dimensionnement :

$$\text{On a : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm.} \quad \text{Soit : } e=15\text{cm.}$$

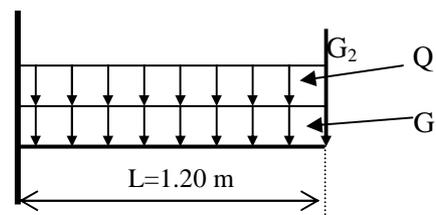


Fig (III.2.1) : Schéma statique du

III-2-3) Charges et surcharges :**III-2-3.1) Charges permanentes :**

Carrelage (2cm).....	0.02x22=0.44KN/m ²
Chape de mortier (2cm).....	0.02x22=0.44 KN/m ²
Lit de sable (2cm).....	0.02x18=0.36 KN/m ²
Dalle pleine en BA (15cm).....	0.15x25=3.75 KN/m ²
Enduit en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m ²
	G₁=5.26 KN/m²

Le poids du garde corps en brique creuses :

Brique creuses (10cm).....	0.1x9=0.9 KN/m ²
Enduit extérieur en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m ²
Enduit intérieur en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m ²
	G₂=1.44 KN/m²

III-2-3.2) Surcharge d'exploitation :(uniformément répartie)

Surcharge revenant au balcon : $Q=3.5\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=3.5\text{KN/ml}$

III-2-4) Les combinaisons de charges :**III-2-4.1) Les combinaisons de charges à l'ELU :**

Pour la dalle : $q_u = [1.35G_1 + 1.5Q] \times 1\text{m} = 1.35(5.26) \times 1\text{m} + 1.5(3.5) \times 1\text{m} = 12.35\text{KN/ml}$.

Pour le garde-corps : $g_u = (1.35G_2) \times 1\text{m} = 1.35(1.44) \times 1\text{m} = 1.944\text{KN/ml}$.

III-2-4.2) Les combinaisons de charges à l'ELS :

Pour la dalle : $q_s = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = (5.26 + 3.5) \times 1\text{m} = 8.76\text{KN/ml}$.

Pour le garde-corps : $g_s = G_2 \times 1\text{m} = 1.44\text{KN/ml}$.

III-2-5) Ferrailage :**III-2-5.1) Calcul des efforts internes :**

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire $(100 \times 15)\text{ cm}^2$ soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

à **ELU** :

a) **le moment flechissant :**

$$M_u = (q_u l^2 / 2) + g_u \times l = [12.35 \times (1.20)^2 / 2] + 1.944 \times 1.20 = 11.225 \text{KNm}$$

b) **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u l + g_u = 12.35 \times 1.20 + 1.944 = 16.764 \text{KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11.225 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.0549 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0.0549 \Rightarrow \beta = 0.9715$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \text{ Donc : } A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.225 \times 10^6}{0.9715 \times 120 \times 348} = 2.77 \text{cm}^2$$

On adopte : **7HA12 = 7.92 cm²** avec **St = 15 cm**

d) **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{cm}^2$$

On adopte : **7HA10 = 5.49 cm²** avec **St = 15 cm**

III-2-5.2) Vérification des efforts :

1) **Vérification à L'ELU :**

condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$A_u = 7.92 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ok}$$

2) **Vérification des contraintes à l'ELS :**

3)

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta = 1.6$,
on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{Mpa}$$

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

a) **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.76 \times 1.2^2}{2} + 1.44 \times 1.2 = 8.035 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 12} = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.881 \\ K_1 = 27.02 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{8.035 \times 10^6}{0.881 \times 120 \times 792} = 95.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 95.96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{95.96}{27.02} = 3.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3.55 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\(\Rightarrow\) Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{16.76 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 120} = 0.14 \text{ Mpa}$$

Ce qui donne $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (condition vérifiée).

L'espacement :

- Pour les armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

- Pour les armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ (condition vérifiée).

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

On a :

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{16,764 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 120 \cdot 263.8} = 0.588 \text{ Mpa} \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 7 \times 3.14 \times 1.2 = 26.38 \text{ cm}).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ (condition vérifiée).

e) Vérification de la flèche :

On Doit vérifier que :

$$F < \bar{F} \quad \text{avec :}$$

$$F = F_1 + F_2$$

$$\text{La flèche admissible : } \bar{F} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

Soit $M_1 = \frac{-q.l^2}{2}$: le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit $M_2 = -g_u.l$ le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

$$F_1 = \frac{q.l^4}{8.E.I} \quad f_1: \text{ flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g.l^3}{3.E.I} \quad f_2: \text{ flèche due à la charge concentrée du au garde corps.}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4 \quad I: \text{ moment d'inertie du balcon.}$$

$$E = 1081,887 \text{ KN/cm}^2 \quad E: \text{ module de déformation différée du béton.}$$

$$F_1 = \frac{8,76 \cdot 10^{-2} \times (120)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,075 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{1,44 \cdot 10^{-2} \times (120)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0008 \text{ cm}$$

$$F = 0,075 + 0,0008 = 0,0758 \text{ cm}$$

D'où $F < \bar{F}$ (condition vérifiée).

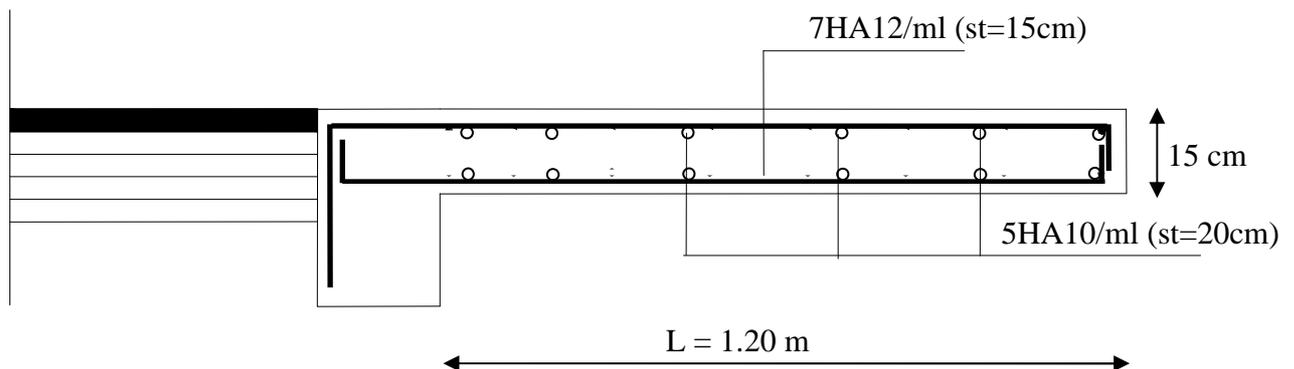


Fig III.2.2: Ferrailage de balcon

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 de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

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

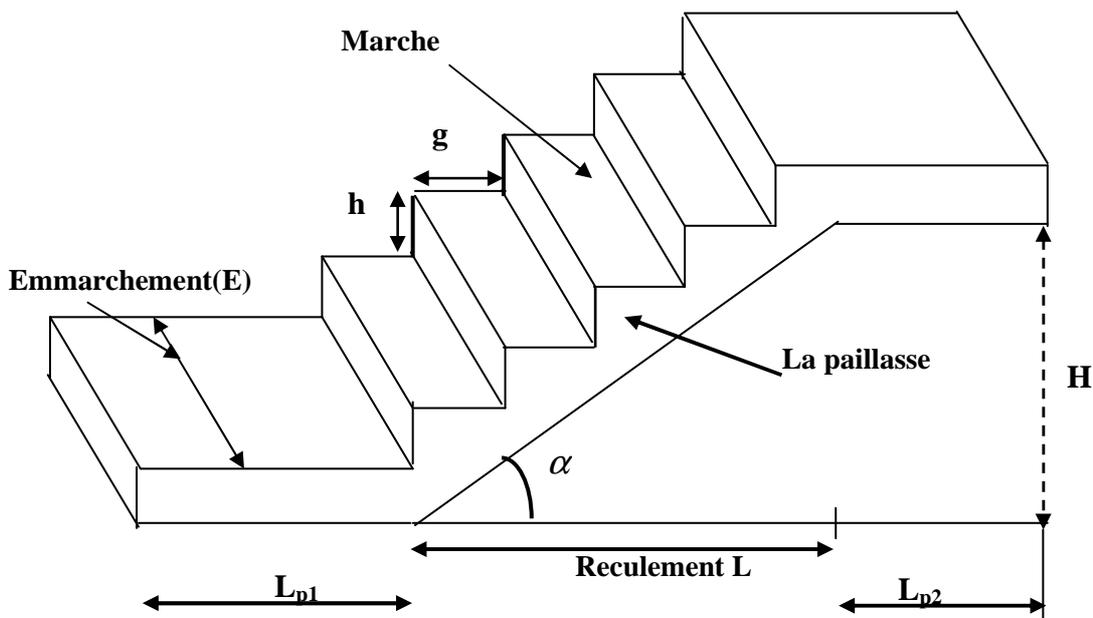
III-3-2) Terminologie :

Fig III-3.1) Terminologie de l'escalier

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc..

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

Avec : **n** : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

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

$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$ (En moyenne on prend $h=17\text{cm}$).

Le Giron g :

C'est la distance comprise entre deux nez de marches successives ou largeur de la marche s'il n'y a pas de nez. $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$ (En moyenne on prend $g=30\text{cm}$).

L'emmarchement(E) : représente la largeur de la paillasse.

Paillasse : dalle inclinée supportant les marches.

Palier intermédiaire ou de repos L_p :

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives $L_p \geq 3g$

La Volée :

C'est l'ensemble (marches, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 25 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 :**A) Escalier principale $h_e=4,08$ m (escaliers à 3 volées) :****Pré dimensionnement des marches :**

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

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

$$\begin{cases} n \cdot h = h_e \\ (n - 1)g = L \end{cases}$$

$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$, on prend $h=17$ cm

Le nombre de marches totales est : $n = \frac{h_e}{h} = \frac{4,08}{17} = 24$ marches

Deux volées parmi les trois sont identiques:

On a 10 marches

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

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm},$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{225}{9} = 25\text{cm}, \quad L_p = 1,05\text{m} \geq 3g = 0,9\text{m}.$$

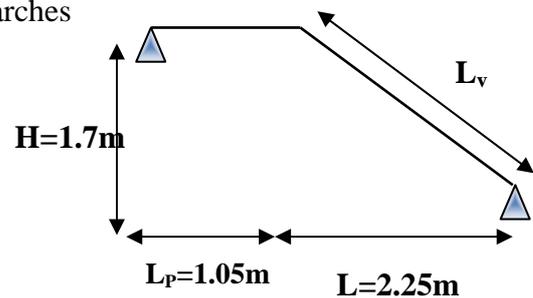


Fig III-3.2) Schéma statique d'une volée

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

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

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{225} = 0,755 \Rightarrow \alpha = 37,07^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{225}{\cos 37,07} = 282\text{cm}$$

$$L_0 = L_v + L_p = 2,82 + 1,05 = 3,87\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{387}{30} \leq e_p \leq \frac{387}{20} \Rightarrow 12,9\text{cm} \leq e_p \leq 19,35\text{cm}$$

On prend : $e_p = 18\text{cm}$

La volée intermédiaire :

On a 4 marches, $h=17\text{cm}$,

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm},$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{75}{3} = 30\text{cm},$$

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

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{68}{75} = 0.906 \Rightarrow \alpha = 42,20^\circ$$

$$\cos\alpha = \frac{L}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{75}{\cos 42,20} = 101\text{ cm.}$$

$$L_0 = L_v + 2xL_p = 1,01 + 2x1,15 = 330\text{cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{330}{30} \leq ep \leq \frac{330}{20} \Rightarrow 11\text{cm} \leq ep \leq 16,5\text{cm}$$

Pour des raisons d'exécution on prend : $e_p = 18\text{cm}$

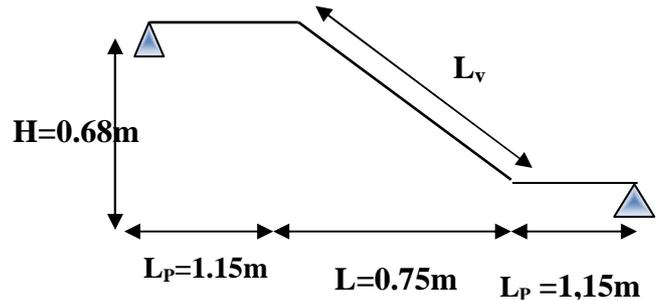


Fig III-3.3) Schéma statique d'une volée

B) Détermination des sollicitations de calcul :

➤ les charges permanentes :

- La volée :

$$G_v = G_{marches} + G_{rev} + G_{palliasse}$$

$$= \rho_{BA} \times \frac{h}{2} \times 1\text{ml} + (\rho_{mortier} \times e_m + M_{scar}) \times 1\text{ml} + \rho_{BA} \times \frac{e_p}{\cos\alpha} \times 1\text{ml}$$

$$= 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 + (22 \times 0,02 + 0,44) \times 1 + 25 \times \frac{0,18}{\cos 37,07} \times 1 = 8,64\text{KN/ml}$$

- Le palier :

$$G_p = (\rho_{mortier} \times e_m + M_{scar}) \times 1\text{ml} + \rho_{BA} \times e_p \times 1\text{ml}$$

$$= (22 \times 0,02 + 0,44) \times 1 + 25 \times 0,18 \times 1 = 5,38\text{KN/ml}$$

➤ les charges d'exploitation :

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

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

III-3-4) Calcul à l'ELU :

Combinaison de charges :

$$q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 1,35 \times 8,64 + 1,5 \times 2,5 = 15,41\text{ KN/ml}$$

$$q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 2,5 = 11,01\text{ KN/ml}$$

Les réactions d'appuis :

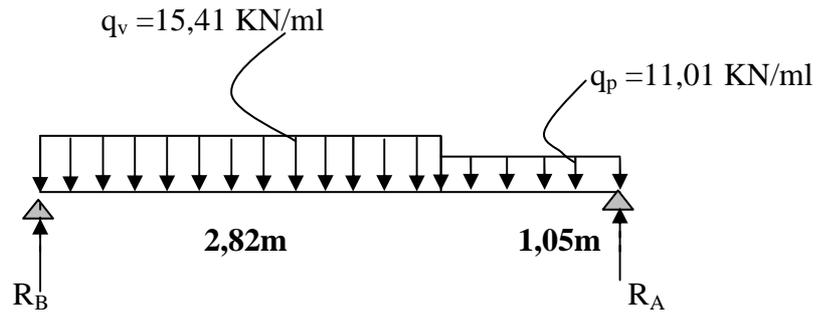


Fig III-3.4) Schéma statique à l'ELU

$$\begin{cases} \sum F_V = 0 & \dots\dots\dots 1 \\ \sum M/A = 0 & \dots\dots\dots 2 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} R_A = 29,19KN \\ R_B = 25,84KN \end{cases}$$

Tableau III-3-1) Les moments fléchissant :

Tronçon	Expression de $M_z(x)$	$M_z(KN.m)$	
		X=0	
$0 \leq x \leq 2,82m$	$29,19x - 7,705x^2$	X=0	0
		X=2,82m	21,05
$0 \leq x \leq 1,05m$	$25,84x - 5,515x^2$	X=0	0
		X=1,05m	21,05

Tableau III-3-2) Les efforts tranchants :

Tronçon	Expression de $T_y(x)$	$M_z(KN.m)$	
		X=0	
$0 \leq x \leq 2,82m$	$29,19 - 15,41x$	X=0	29,19
		X=2,82m	-14,26
$0 \leq x \leq 1,05m$	$25,84 - 11,03x$	X=0	25,84
		X=1,05m	14,26

Le moment maximum :

$$T_y=0 \Leftrightarrow T_y(x) = 29,19 - 15,41x = 0 \Leftrightarrow x = 1,89m$$

$$M_z(x) = 29,19x - 7,705x^2$$

$$\Leftrightarrow M_z(1,89) = 27,65 KN.m$$

$$\Leftrightarrow M_z^{max} = 27,65 KN.m$$

$M_{zmax}=27,95KN.m$

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua} = M_u^{max} \times 0,3 = - 0,3 \times 27,65 = - 8,30KN.m$

- En travées : $M_{ut} = M_u^{max} \times 0,85 = 0,85 \times 27,65 = 23,51KN.m$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

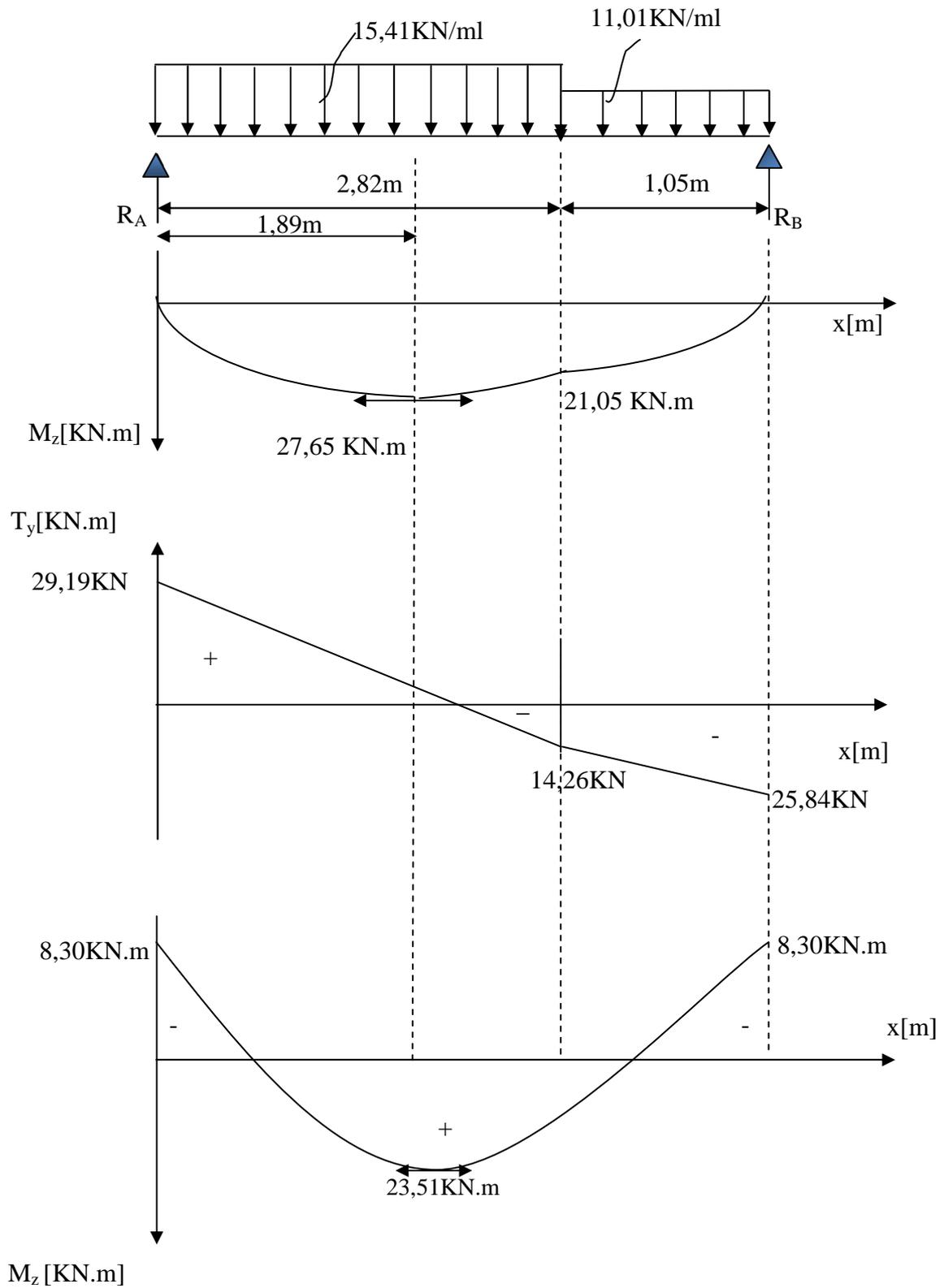


Fig III-3.5): Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU

III-3-5) 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.

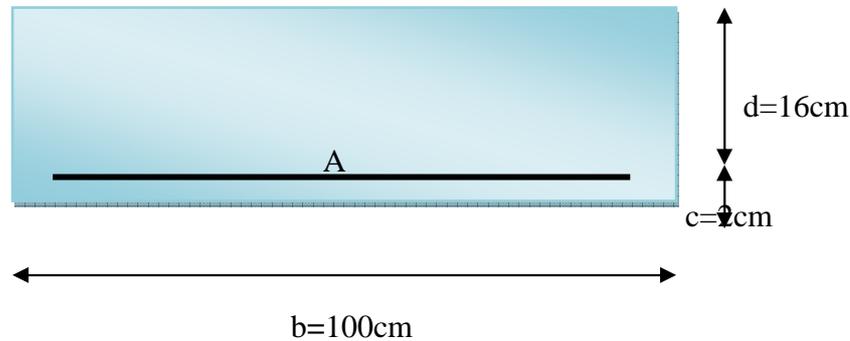


Fig III-3.6) une section rectangulaire d'une bande de 1m

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,30 \times 10^6}{10^3 \times 160^2 \times 14,2} = 0,022 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé).}$$

$$\mu_b = 0,022 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,989$$

$$A_u^a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,30 \cdot 10^2}{0,989 \times 16 \times 34,8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12/ml = 6,78 cm²** ; avec un espacement **St = 17cm**.

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{23,51 \times 10^6}{10^3 \times 160^2 \times 14,2} = 0,064 \leq \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,064 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = \frac{23,51 \cdot 10^2}{0,967 \times 16 \times 34,8} = 4,36 \text{ cm}$$

Soit : **6HA12/ml = 6,78 cm²** ; avec un espacement **St = 17cm**

B) Armatures de répartition:

- Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_u^a}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10/ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

- En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10/ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

C) vérifications à l'E.L.U :**1) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_u^a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

2) Ecartement des barres :

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

- **Armatures principales :** $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Appui : $17\text{cm} < 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

Travée : $17\text{cm} < 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$

Appui : $25\text{cm} < 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

Travée : $25\text{cm} < 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

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

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu}$

$$\bar{\tau}_{seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres de hautes adhérences

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,19 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 226,08} = 0,896 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{29,19 \times 10^3}{10^3 \times 160} = 0,182 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

$\tau_u = 0,182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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 :

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

Soit $l_s = 43 \text{ cm}$ \longrightarrow $l_{cr} = 0,4 l_s = 17,2 \text{ cm}$, on prend $l_{cr} = 17 \text{ cm}$.

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

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

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

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 16 \times 100 \times 2,5 / 1,5 = 960 \text{ KN}$$

$V_u^{\max} = 29,19 \text{ KN} < \bar{V}_u = 960 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

7) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que : $A_u^a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^a + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$

Avec : $M_u^a = -8,30 \text{ KN m}$

$$A_u^a \geq \frac{1,15}{400} \left(29,19 \times 10^3 - \frac{8,30 \cdot 10^6}{0,9 \times 160} \right) = -81,79 \text{ mm}^2$$

On a : $\left(V_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right) < 0$

Aucune vérification n'est nécessaire.

III-3-6) Calcul à l'E.L.S :

$$q_{vS} = G_v + Q_v = 8,64 + 2,5 = 11,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pS} = G_p + Q_p = 5,38 + 2,5 = 7,88 \text{ KN/ml}$$

Les réactions d'appuis :

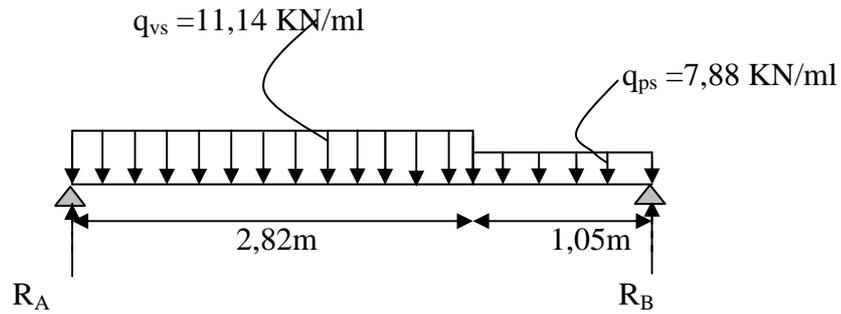


Fig III-3.7) Schéma statique à l'ELS

$$\begin{cases} \sum F_V = 0 & \dots\dots\dots 1 \\ \sum M/A = 0 & \dots\dots\dots 2 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} R_A = 21,10KN \\ R_B = 18,60KN \end{cases}$$

Tableau III-3-3) Les moments fléchissant :

Tronçon	Expression de $M_z(x)$	$M_z(KN.m)$	
		X	Value
$0 \leq x \leq 2,82m$	$21,10x - 5,57x^2$	X=0	0
		X=2,82m	15,20
$0 \leq x \leq 1,05m$	$18,60x - 3,94x^2$	X=0	0
		X=1,05m	15,20

Tableau III-3-4) Les efforts tranchants :

Tronçon	Expression de $T_y(x)$	$T_y(KN)$	
		X	Value
$0 \leq x \leq 2,82m$	$21,10 - 11,14x$	X=0	21,10
		X=2,82m	-10,32
$0 \leq x \leq 1,05m$	$18,60 - 7,88x$	X=0	18,30
		X=1,05m	10,32

Le moment maximum :

$$T_y=0 \Leftrightarrow T_y(x) = 21,10 - 11,14x = 0 \Leftrightarrow x = 1,89m$$

$$M_z(x) = 21,10x - 5,57x^2$$

$$\Leftrightarrow M_z(1,89) = 19,98 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{sa} = M^{\max} \times 0,3 = - 0,3 \times 19,98 = - 5,99 \text{ KN.m}$

- En travées : $M_{st} = M^{\max} \times 0,85 = 0,85 \times 19,98 = 16,98 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

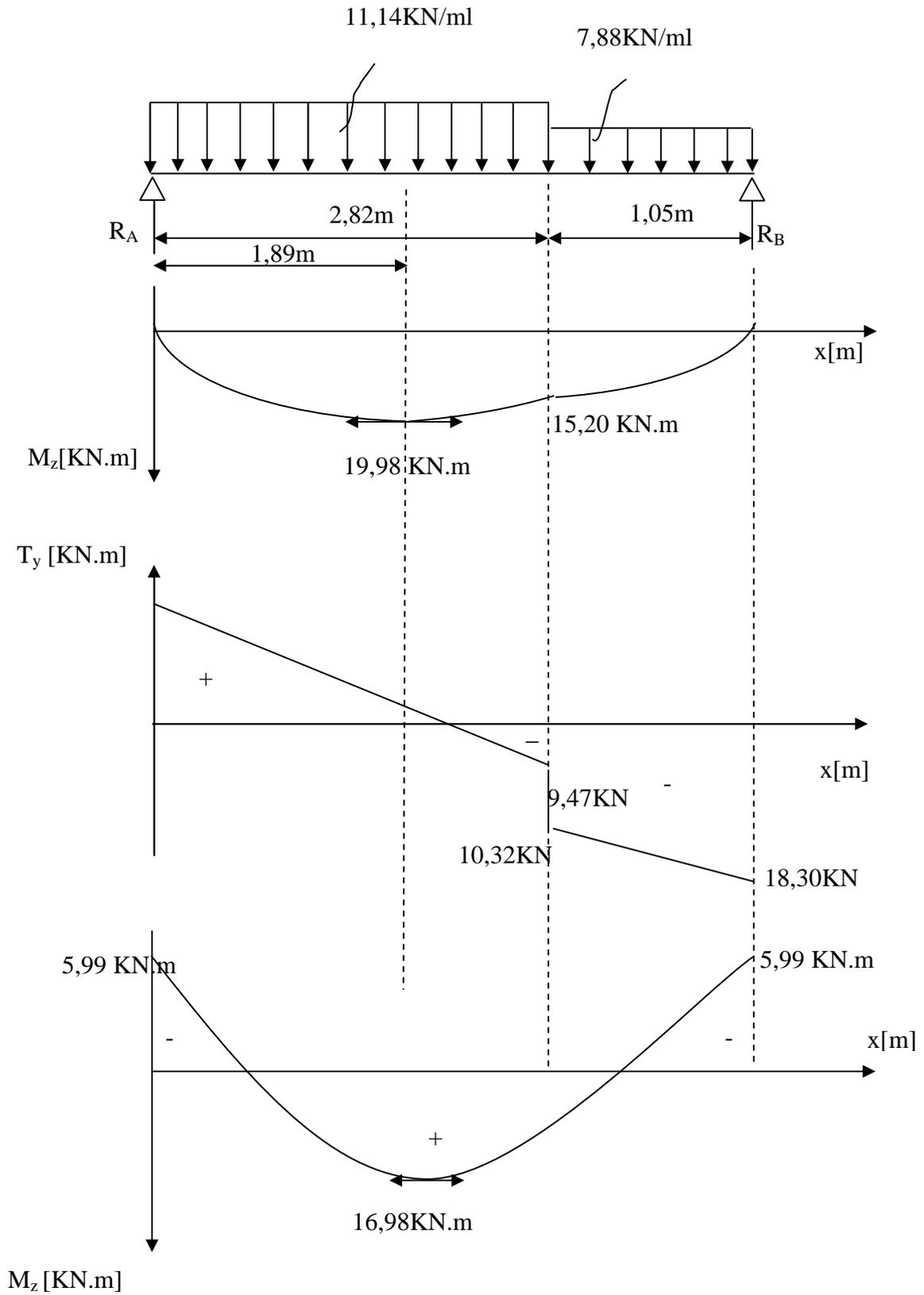


Fig III-3.8): Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELS

III-3-7) 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 : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

En appui :

$$\rho_1 = \frac{100.A_u^a}{b.d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,900 \\ k_1 = 35,27 \\ K = 0,028 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1.d.A_u^a} = \frac{5,99 \times 10^6}{0,900 \times 160 \times 678} = 61,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,028 \times 61,35 = 1,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,900 \\ k_1 = 35,27 \\ K = 0,028 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{16,98 \times 10^6}{0,900 \times 160 \times 678} = 173,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,028 \times 173,91 = 4,869 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation :

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

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

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{18}{387} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,06$$

une conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

➤ **Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh + 15(A_1 + A_2) \quad \text{Avec } A_2 = 0$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15(6,78 + 0) = 1901,7 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(A_1C_1 + A_2C_2)$$

$$S_{/xx} = \left[\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 2 \right] = 16403,4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{16403,4}{1901,7} = 8,63 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 8,63 = 9,37 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_1(V_1 - C_1)^2 + A_2(V_2 - C_2)^2] \quad A_2 = 0$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(8,63^3 + 9,37^3) + 15[6,78(8,63 - 2)^2] = 53316,836 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

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

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

$$F = \frac{5 \times 11,14 \times (387)^4}{384 \times 10818,87 \times 53316,836 \times 10^3} = 0,564 \text{ cm}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{387}{500} = 0,774 \text{ cm}$$

$$F = 0,564 \text{ cm} < \bar{F} = 0,774 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

III-3-8) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encadrée dans les poteaux.

➤ Prédimensionnement :

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis. $L = 3,30\text{m}$

$$22\text{cm} \leq h_t \leq 33\text{cm} \quad \text{On prend } h_t = 30\text{cm}$$

➤ Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$h \geq 30\text{ cm} \quad , \quad b \geq 25\text{ cm}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,2 < 3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre: $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation ; $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

Effort tranchant :

$$\text{ELU: } R_u = 29,19 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_s = 21,10 \text{ KN}$$

Poids propre du mur : $2,99 \times 0,3 = 0,897 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 2,77 \text{ KN/ml}$$

III-3-8.1) Calcul à l'ELU :

a) Combinaison des charges :

à l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = 1,35 \times 1,77 + \frac{2 \times 29,19}{3,30}$$

$$q_u = 20,08 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{20,08 \times 3,3}{2} = 33,13 \text{ KN}$$

c) Moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 20,08 \times \frac{(3,3)^2}{8}$$

$$M_0 = 27,33 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = 0,30 M_{\max} = 8,20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 23,23 \text{ KN.m}$$

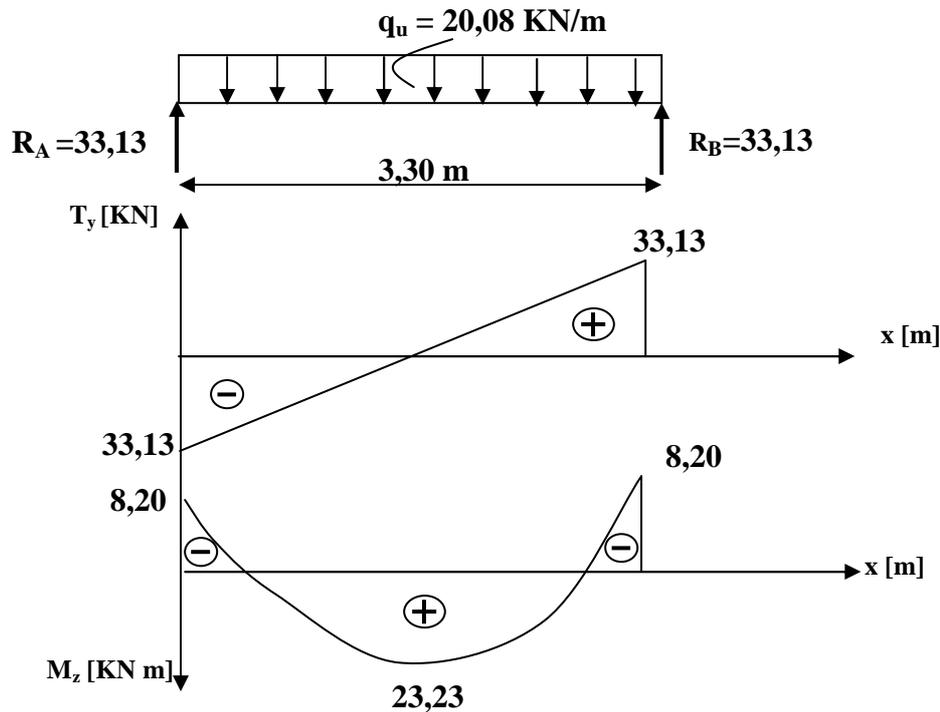


Fig Fig III-3.9) Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU

d) Calcul les armatures longitudinales :

1) Calcul des armatures :

Armatures principales :

Aux appuis :

$$M_u^{ap} = 8,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,20 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times (14,2)} = 0,029 < \mu_l = 0,392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u^{ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,20 \times 10^3}{0,986 \times 28 \times 348} = 0,853 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

En travée :

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

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,23 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times (14,2)} = 0,083 < \mu_l = 0,392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,083 \Rightarrow \beta = 0,9565$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,23 \times 10^3}{0,9565 \times 28 \times 348} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

N.B:

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2 .$$

$3,39 \times 2 = 6,78 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

III-3-8.2) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2) \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21) :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{33,13}{25 \times 28} = 0,047 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,047 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 33,13 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 420 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(33,13 + \frac{-8,20}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,0017 \text{ cm}^2 .$$

\Rightarrow .condition vérifiée.

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

e) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91) :

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{33,13 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 226,08} = 0,581 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,581 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

f) Calcul des ancrages des barres :

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

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm, Soit } l_s = 43 \text{ cm}$$

g) Calcul les armatures transversales :

• **Diamètre** : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit : HA8

$$s_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(25,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 10 \text{ cm}$

• **Espacement** : selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2.2) :

$$\text{En appuis : } st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_t, 30 \right) = \min(7,5, 16,8, 30)$$

$$St = 7 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

III-3-8.3) calcul à l'ELS :

$$q_s = G + \frac{T_s}{L} = 2,77 + \frac{21,10}{3,30}$$

$$q_s = 9,16 \text{ KN/m}$$

Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 9,16 \times \frac{3,3}{2} = 15,11 \text{ KN}$$

Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 9,16 \times \frac{3,3^2}{8} = 12,47 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3 \times 12,47 = -3,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85 \times 12,47 = 10,60 \text{ KN.m}$$

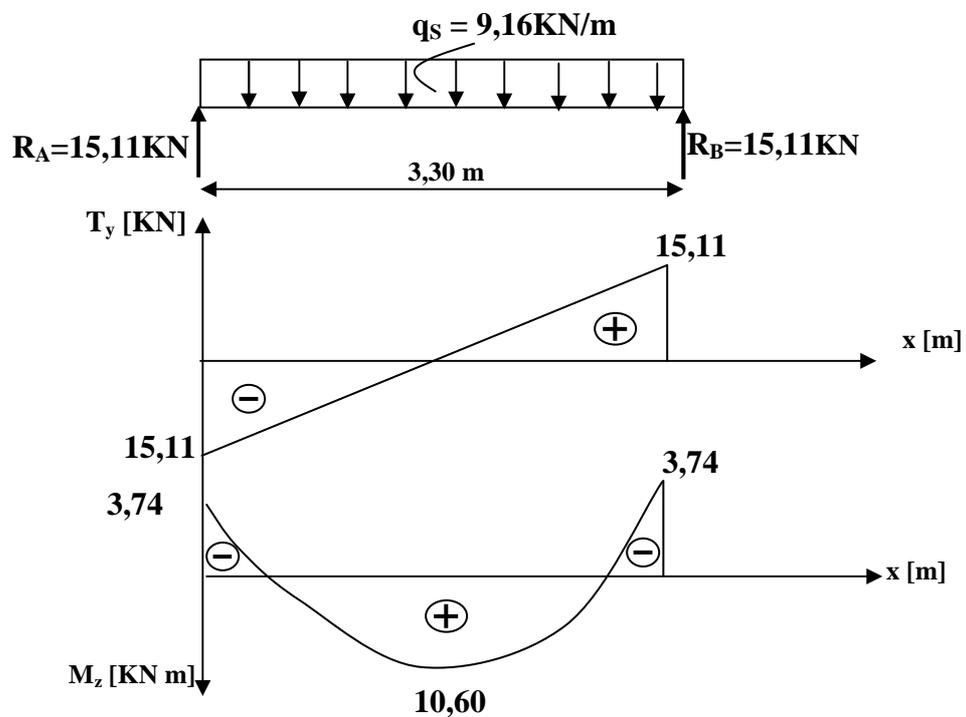


Fig III-3.10) Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELS

III-3-8.4) vérification à l'ELS :**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.

A l'état limite de compression du béton :

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

➤ **En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_u^a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,895 \\ k_1 = 32,62 \\ K = 0,030 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{Sa}}{\beta_1.d.A_u^a} = \frac{3,74 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 44,02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,030 \times 44,02 = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{St}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,895 \\ k_1 = 32,62 \\ K = 0,030 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{St}}{\beta_1.d.A} = \frac{10,60 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 124,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,030 \times 124,77 = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{L} = 0,09 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,09 > \frac{M_t}{10.M_0} = 0,083$$

$$2) \frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{25.28} = 0,0048 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

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.

Les conditions sont toutes vérifiées, donc il n'est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Remarque : On adopte le même ferrailage pour toutes les poutres palières de la structure.

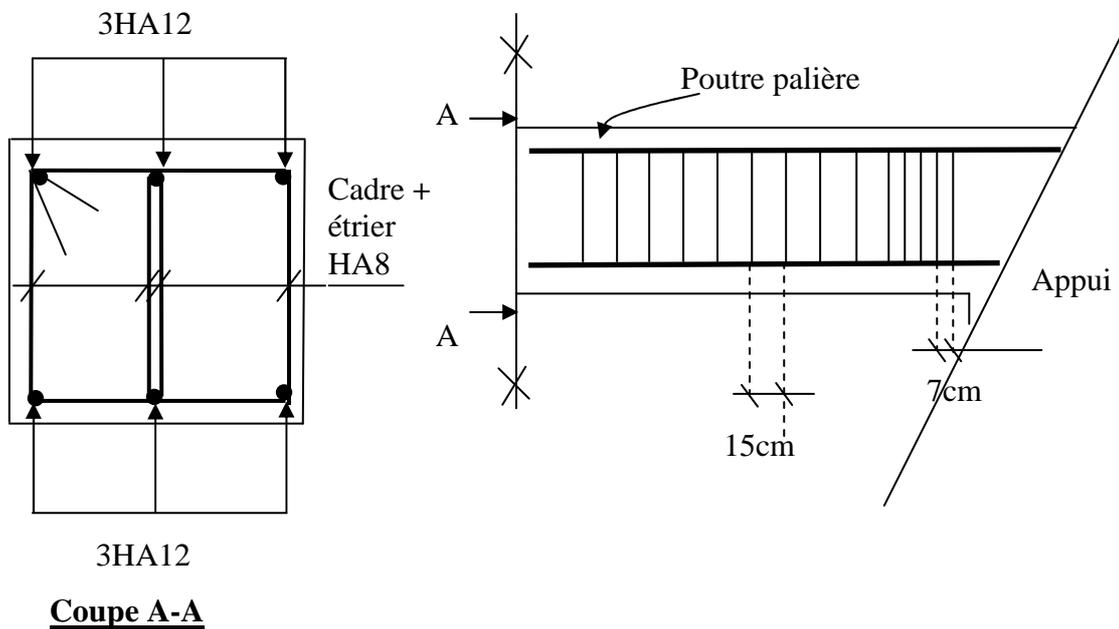
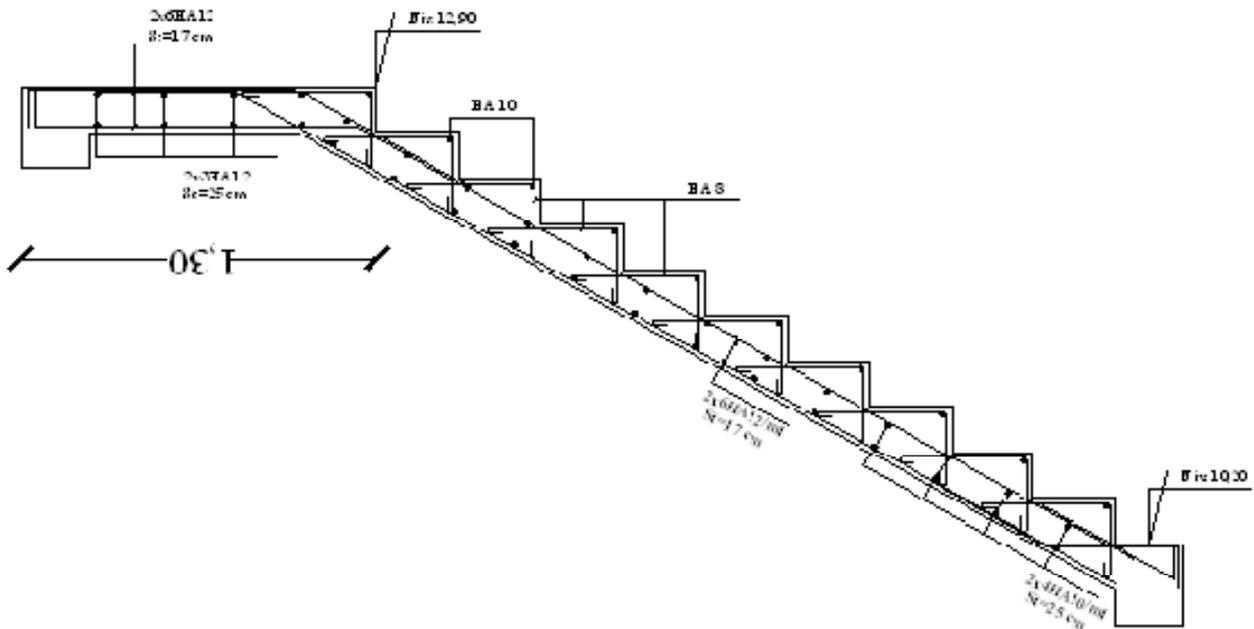


Fig III-3.11) : Schéma de ferrailage de la poutre palière



Ferrailage de l'escalier

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU MAMMERI-Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par: Mr MECHICHE

N° : 01

Etudier par:
 Me Loumas Saïd
 Me Loumas Née Houari Karima

Titre:
 Ferrailage de l'escalier

III-4) Calcul des planchers :**III-4-1) Plancher en corps creux :**

La structure comporte un plancher en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est ce lui de l'étage courant.

III-4-2) Détermination des dimensions de la section en T :

Hauteur de la section **h**= 16+4=20cm

L'épaisseur de la table de compression.....**h₀**= 4cm

L'enrobage.....**c**= 2cm

La hauteur utile.....**d**= 18cm

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.

$$L = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

$$L_1 = 360\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{360}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 36, 32)$$

$$b_1 = 26,5\text{cm}$$

b : largeur de la table de compression

$$b : 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

$$b = 65\text{cm}$$

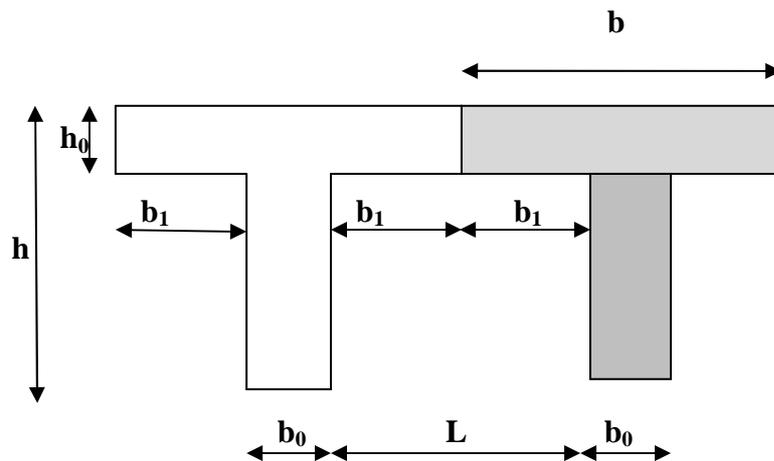


Figure III-4-1) : schéma d'une section en T.

III-4-3) 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-4-3.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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-4-3.2) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 6T6 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 15 \text{ cm}$

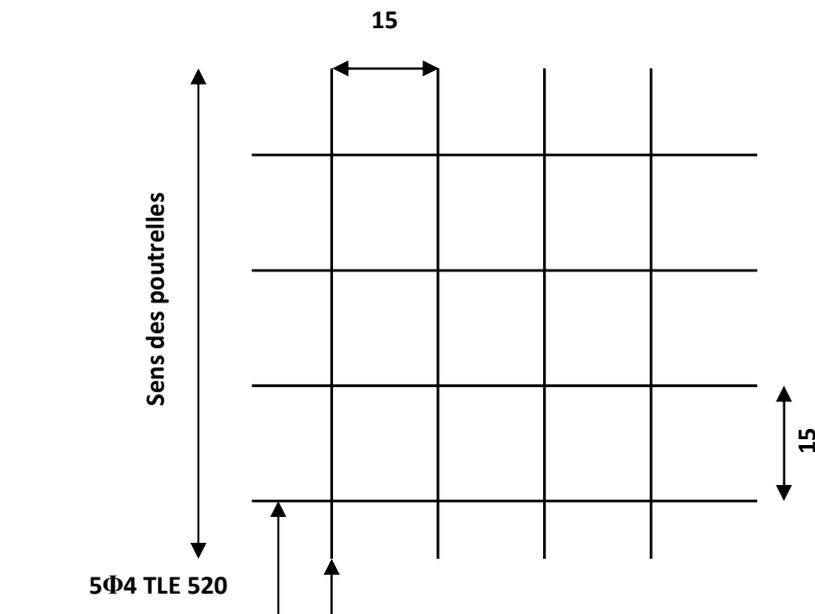


Fig III-4-2) Ferrailage de la dalle de compression
avec un treillis soudé 15x15cm

III-4-4) calcul de la poutrelle :

III-4-4.1) Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posée sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

Poids propre de la poutrelle $q = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids propre du corps creux $= 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{G = 0,74 \text{ KN/ml}}}$$

Surcharge due au poids propre de l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

a) La combinaison des charges :

A L'E.L.U :

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

$$= 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\underline{Q_u = 2,5 \text{ KN/ml}}}$$

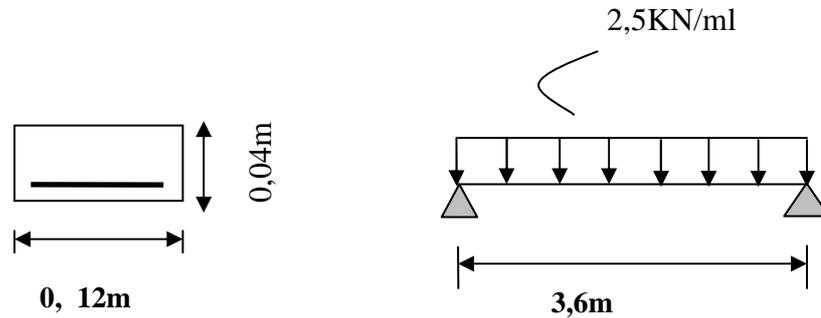


Figure III-4-3): schéma statique de la poutrelle

b) Calcul des efforts internes max :

Le moment isostatique :

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \left(\frac{2,5 \times (3,6)^2}{8} \right) = 4,05 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \left(\frac{2,5 \times (3,6)}{2} \right) = 4,5 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de la poutrelle :

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ avec $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

$$\mu = \left(\frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \right) = \frac{(4,05 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14,2)} = 5,94 > 0,392 \quad (\text{S.D.A})$$

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-4-4.2) 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 : $G = 5,49 \times 0,65 = 3,569 \text{ KN/ml}$

(G Charge permanente de plancher terrasse)

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

(Q charge d'exploitation de Plancher à usage commercial)

a) Combinaison de charges :

A L'E.L.U :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,569 + 1,5 \times 3,25 = 9,693 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 9,693 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.S:

$$Q_s = G + Q = 3,569 + 3,25 = 6,819 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 6,819 \text{ KN/ml}$$

b) Choix de la méthode de calcul :

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

1- $Q_B \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

On a: $Q_B = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,49 ; 5) = 10,98 \text{ KN/m}^2$ **(condition vérifiée).**

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).

$$I_i = I_{i+1} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

3- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(condition vérifiée).**

4- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

On a $\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{360}{330} = 1,09 < 1,25$ **(condition vérifiée)**

b-2) Conclusion :

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

c) Principe de la méthode:

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



Figure III-4-4): Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

d) Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha=0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ \text{et} \\ \left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

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

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées

- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

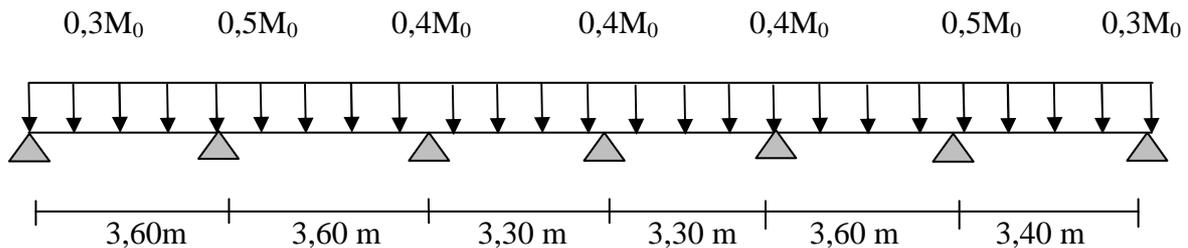


Figure III-4-5): schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\alpha = Q / (Q + G) = 3,25 / (3,25 + 3,569) = 0,477 \text{ tel que } 0 \leq \alpha \leq 2/3 = 0,666$$

Les valeurs prises pour M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max [(1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05M_0]$$

$$\text{Travée intermédiaire: } M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0,3 \times 0,477}{2} M_0 = 0,57M_0$$

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1,2+0,3 \times 0,477}{2} M_0 = 0,67M_0$$

$$\text{On a: } 1 + 0,3\alpha = 1 + (0,3 \times 0,477) = 1,143$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,67 M_0$$

$$M_t + \left(\frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \right) \geq \max (1,143 M_0 ; 1,05M_0) \Rightarrow M_t \geq 0,74M_0$$

On prend $M_t = 0,75M_0$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,57 M_0$$

$$M_t + \left(\frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \right) \geq \max (1,143 M_0 ; 1,05 M_0) \Rightarrow M_t \geq 0,69 M_0$$

On prend $M_t = 0,7M_0$

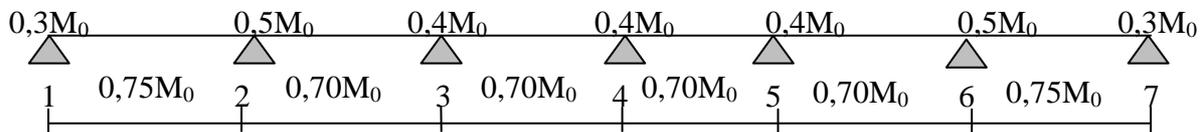


Figure III-4-6): moments sur appuis et travée

III-4-5) Calcul à L'E.L.U :

a) Calcul des Moments isostatiques:

$$Q_u = 9,639 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = M_{023} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.639 \times (3.60)^2 / 8 = 15.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.639 \times (3.30)^2 / 8 = 13.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.639 \times (3.40)^2 / 8 = 13.93 \text{ KN.m}$$

b) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = 0.75 \times M_{012} = 11.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t5-6} = 0.7 \times M_{023} = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} = M_{t4-5} = 0.7 \times M_{034} = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\ 6-7} = 0.75 \times M_{067} = 10.45 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0.3M_{012} = 4.69 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 6.25 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \max (M_{045}, M_{056}) = 6.25 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.5 \max (M_{056}, M_{067}) = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0.3M_{067} = 4.18 \text{ KN.m}$$

d) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u \cdot L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

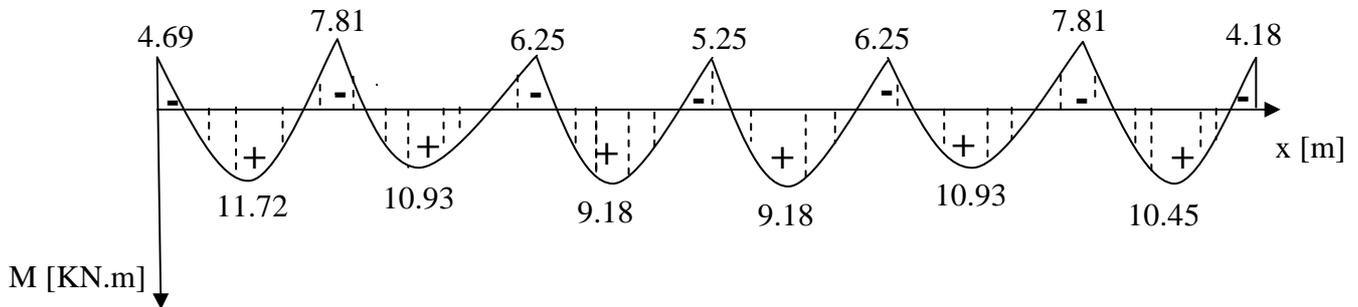
Tableau : tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Tableau III-4-1) Les efforts tranchants et les moments fléchissant:

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
$M_w(\text{KN.m})$	4.69	7.81	6.25	5.25	6.25	7.81
$M_e(\text{KN.m})$	7.81	6.25	5.25	6.25	7.81	4.18
$T_w(\text{KN})$	16.48	17.78	16.21	15.60	16.92	17.45
$T_e(\text{KN})$	-18.22	-16.92	-15.60	-16.21	-17.78	-15.32
$M_t(\text{KN.m})$	11.72	10.93	9.18	9.18	10.93	10.45

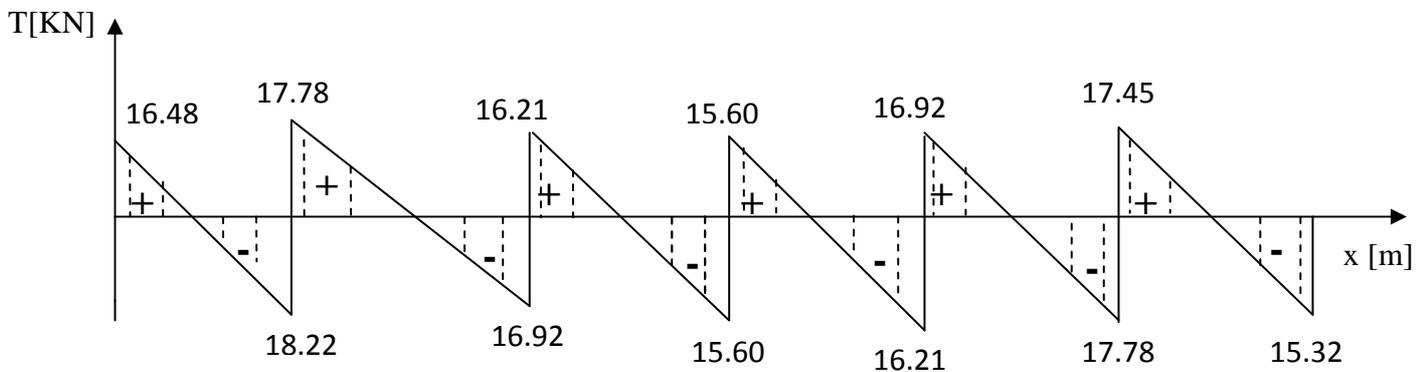
e) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

✓ diagramme des moments :



III-4-7): Diagramme des moments fléchissant

✓ diagramme des efforts tranchants :



III-4-8): Diagramme des efforts tranchants

III-4-6) Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 11,72 \text{ KN m}$$

$$M_a^{\max} = 7,81 \text{ KN m}$$

III-4-6.1) Armatures en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,072 \text{ KN m}$$

$M_t = 59,072 > M_t^{\max} = 11,72 \text{ KN m} \longrightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$).

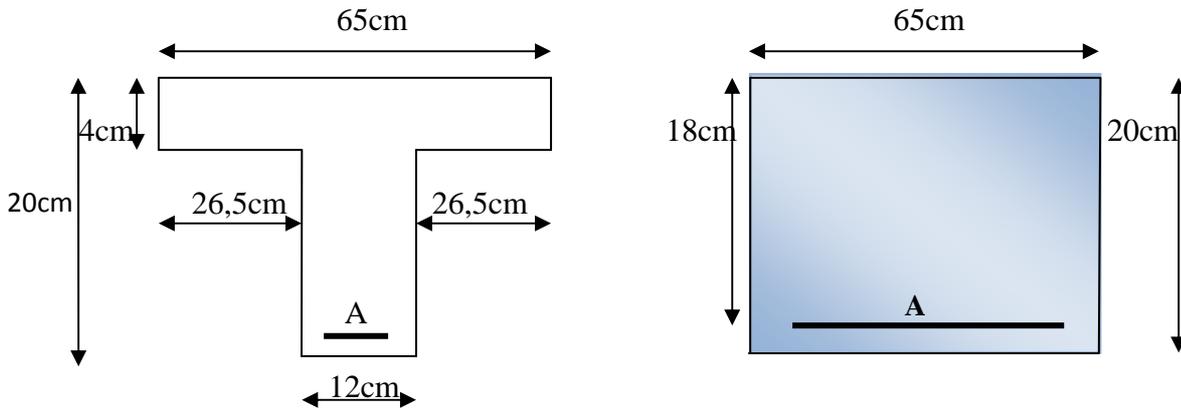


Fig III-4-9): section en T

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,72 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,039 \longrightarrow \beta = 0,9805$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,72 \times 10^3}{0,9805 \times 18 \times 348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,91 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

III-4-6.2) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

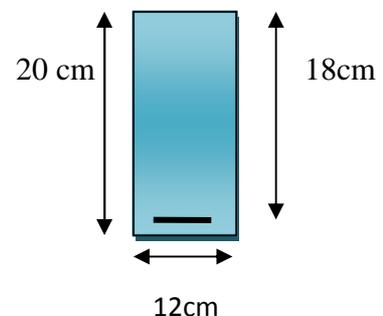
$$M_a^{\max} = 7,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,81 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,141 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,141 \longrightarrow \beta = 0,9235$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,81 \times 10^3}{0,9235 \times 18 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \text{ HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$



III-4-6.3) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 14 \right) = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

III-4-6.4) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III-4-7) Vérification à L'E.L.U :**III-4-7.1) Vérification de la contrainte tangentielle :**

Lorsque les armatures transversales sont droites ($\alpha = 90^\circ$) on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_c; 28; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18,22 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,844 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,844 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$$

III-4-7.2) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left(\frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} \right) = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

III-4-7.3) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} = \frac{18,22 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3,14} = 1,194 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 1,194 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

III-4-7.4) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5 / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 18,22 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

III-4-7.5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$V_u^{\max} = 18,22 \text{ KN} ; M_{\max} = 7,81 \text{ KN m}$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(18,22 - \frac{7,81}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,862 < 0$$

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures.

III-4-7.6) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot Fe}{4\tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,8 \text{ mm}$$

Donc $l_s = 50 \text{ cm}$

III-4-8) Calcul à L'E.L.S :

III-4-8.1) Calcul des moments isostatiques :

$$Q_s = 6,819 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = M_{023} = M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.819 \times (3.60)^2 / 8 = 11.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.819 \times (3.30)^2 / 8 = 9.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{067} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.819 \times (3.40)^2 / 8 = 9.85 \text{ KN.m}$$

III-4-8.2) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = 0.75 \times M_{012} = 8.288 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t5-6} = 0.7 \times M_{023} = 7.735 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} = M_{t4-5} = 0.7 \times M_{034} = 6.496 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6-7} = 0.75 \times M_{067} = 7.388 \text{ KN.m}$$

III-4-8.3) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 3.315 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 5.525 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 4.420 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3.712 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \max (M_{045}, M_{056}) = 4.420 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.5 \max (M_{056}, M_{067}) = 5.525 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0.3 M_{067} = 2.955 \text{ KN.m}$$

III-4-8.4) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_s \cdot L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_s \cdot L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Tableau : tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Tableau III-4-2) Les efforts tranchants et les moments fléchissant:

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w (KN.m)	3.315	5.525	4.420	3.712	4.420	5.525
M_e (KN.m)	5.525	4.420	3.712	4.420	5.525	2.955
T_w (KN)	11.660	12.581	11.466	11.037	11.967	12.348
T_e (KN)	-12.888	-11.967	-11.037	-11.467	-12.581	-10.837
M_t (KN.m)	8.288	7.735	6.496	6.496	7.735	7.388

III-4-8.5) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

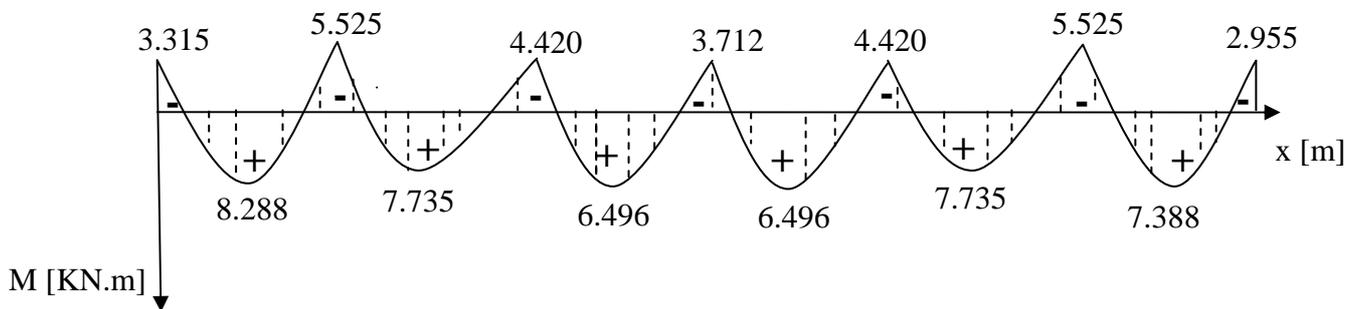


Fig III-4-9) Diagramme des moments fléchissant

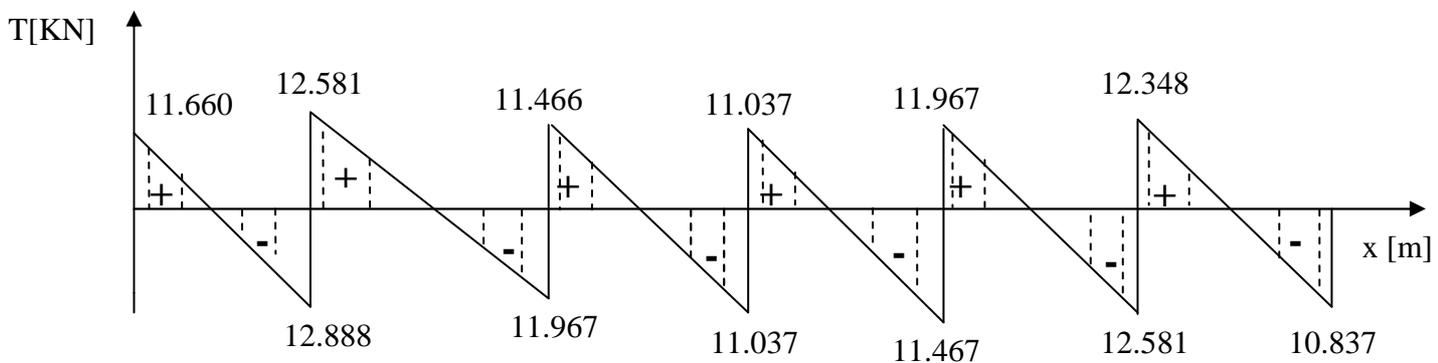


Fig III-4-10) Diagramme des efforts tranchants

III-4-9) Vérification à l'ELS :**III-4-9.1) Vérification des contraintes :****a) En travée :**

$$M_t^{\max} = 8,288 \text{KN m}$$

dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow K_1 = 19,80 \rightarrow \beta_1 = 0,8563$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,80} = 0,05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8,288 \times 10^6}{0,8563 \times 180 \times 235} = 228,81 \text{MPa} \leq 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28} \text{(MPa)}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{(MPa)}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,05 \times 228,81 = 11,44 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

b) En appuis :La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0 \cdot h$) :

$$M_a^{\max} = 5,525 \text{KN.m}$$

dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 18} = 0,713$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 0,713 \rightarrow K_1 = 25,78 \rightarrow \beta_1 = 0,877 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,78} = 0,039$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec } \overline{\sigma}_s = 348MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5,525 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 154} = 227,29MPa \leq 348MPa \dots \dots \dots OK$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq K \cdot \sigma_{st} = 0,039 \times 227,29 = 8,864MPa < 15MPa$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III-4-9.2) Vérification des ouvertures de fissuration :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-4-9.3) Etat limite de déformation : (BAEL91. Art.B68.4.24)

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- ❖ $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle de compression)

M_0 : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

b_0 : La largeur de la nervure.

L : portée libre.

d : hauteur utile.

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\diamond \frac{h}{L} = 0,055 > \frac{8,288}{15 \times 15,62} = 0,035 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\diamond \frac{235}{120 \times 180} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

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

III-4-9.4) Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a^{\circ) } F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{l}{500} \quad \text{avec} \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

$$b^{\circ) } F_i = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{l}{500} \quad \text{avec} \quad I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_i}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,87 = 32456,61 \text{ MPa}$$

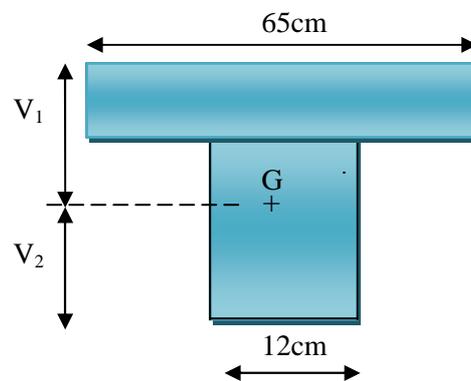


fig III-4-11) section en T

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

B_0 = section du béton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm} \quad V_1 : \text{position de l'axe neutre.}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2,35 \cdot (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de la section homogénéisée)}$$

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérée.

ρ = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{8,288 \times 10^6}{0,8563 \times 180 \times 235} = 228,81 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \cdot (2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \cdot (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,74 = 1,5 \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 228,81 + 2,1} = 0,302$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,302 \times 1,5)} = 15143,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,302 \times 3,74)} = 10332,83 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$F_v = \frac{8,288 \times 10^2 \times (360)^2}{10 \times 1081,887 \times 15143,54} = 0,656 \text{ cm} < \frac{360}{500} = 0,720 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$F_i = \frac{8,288 \times 10^2 \times (360)^2}{10 \times 3216,420 \times 10332,83} = 0,323 \text{ cm} < \frac{360}{500} = 0,720 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

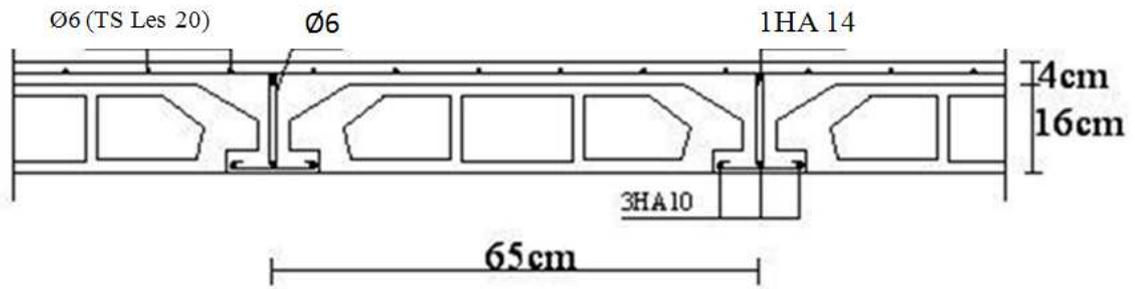


fig III-4-12) Ferrailage du plancher en corps creux

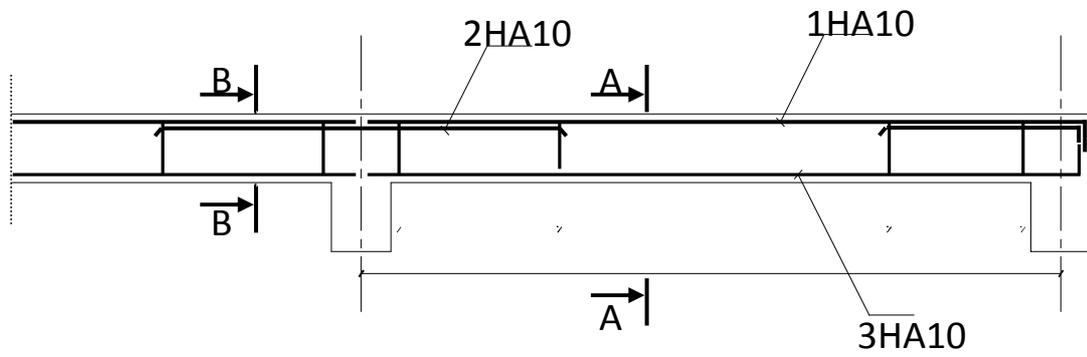
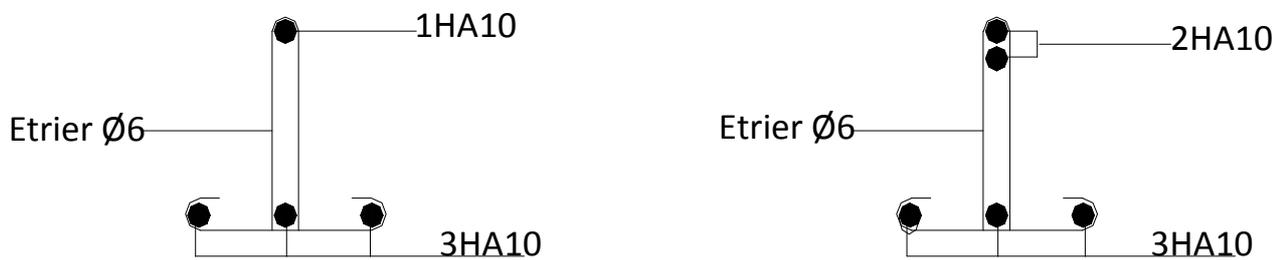


fig III-4-13): Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A

Ferrailage en coupe B-B

fig III-4-14): Ferrailage en coupes

III-5. Etude de la salle machine :**III-5.1. Introduction :**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,20 \times 1,50 = 1,80m^2$

La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 8 t ; on doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

III-5.2. Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5cm$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm

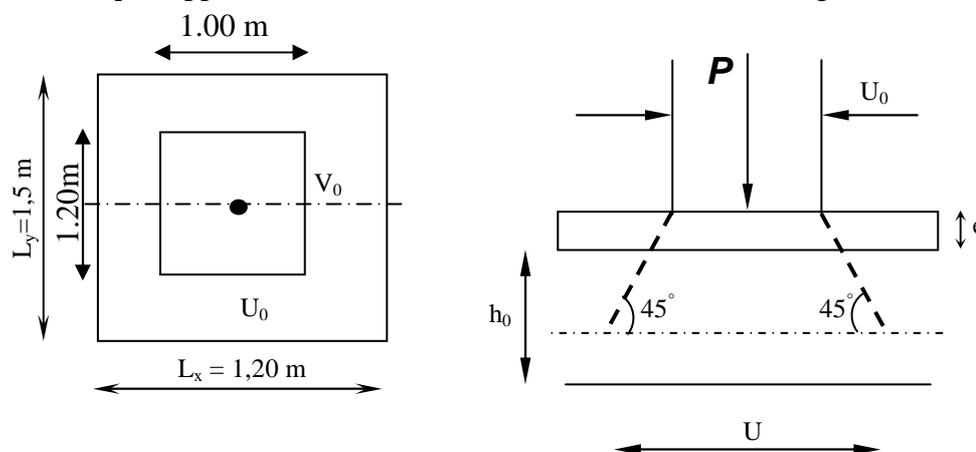


Fig. III.5.1. : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 95 + 2 \times 5 + 15 = 120cm$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 125 + 2 \times 5 + 15 = 150cm$$

III-5.2. Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de M_x M_y :

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{150} = 0.8 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{120}{120} = 1$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{150}{150} = 1$$

D'où $M_1 = 0,045$, $M_2 = 0,027$ (Tableau de PIGEAUD)

À L'ELU :

$$\nu = 0$$

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

$$q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 108 \times 0,045 = 4,86 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 108 \times 0,027 = 2,916 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0,8 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0565 \quad \mu_y = 0,595$$

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

$$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 8,05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0565 \times 8,05 \times (1,5)^2 = 1,023 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 0,667 = 0,609 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,86 + 1,023 = 5,883 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,916 + 0,609 = 3,525 \text{ KN.ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles

III-5.3.Ferraillage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

1) Sens x-x :

a) Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 5,883 = 1,765 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,765 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{par interpolation linière } \beta = 0,9965$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,765 \times 10^3}{0,9965 \times 13 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

b) En travée :

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 5,883 = 5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{5 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,021 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{Par interpolation linière}$$

$$\beta = 0,9895$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5 \times 10^3}{0,9895 \times 13 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

2) Sens y-y :**a) Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 3,525 = 1,058 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,058 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{par interpolation linéaire } \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,058 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

b) En travée :

$$M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 3,525 = 2,996 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{2,996 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{par interpolation linéaire } \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{2,996 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Tableau III-5-1) Résumé des résultats :

zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée
Sur appuis	x-x	1,765	0,007	0,9965	4,71	6HA10
	y-y	1,058	0,004	0,998	4,71	6HA10
En travée	x-x	5	0,021	0,9895	4,71	6HA10
	y-y	2,996	0,012	0,994	4,71	6HA10

III-5.4) Vérifications à l'état limite ultime :**a) Espacements des armatures : (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale :**

$$St \leq \min\{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 15\text{cm} < \min\{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

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

$$St = 15\text{cm} < \min\{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre maximal des barres :

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non fragilité : (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\%$

- **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.80)/2 = 0.00088.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.00088 \times 100 \times 15 = 1.32\text{cm}^2 < 4,71\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.8)/2 = 0.00088.$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1.32\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.32\text{cm}^2 < 4,71\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{q_u}{3 \times V} = \frac{108}{3 \times 1,50} = 24 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{108}{2 \times (1,20 + 1,50)} = 20 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{24 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,185 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,185 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1,16 \text{ MPa}$ ok

e) Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42) :

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 dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,20 + 1,50) = 5,4 \text{ m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N : $0,045 \times 5,4 \times 0,15 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 607,5 \text{ KN} \geq 108 \text{ KN}$.

La condition est vérifiée \Leftrightarrow Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III-5.5) Vérification à l'état limite de service :

- a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

À l'ELS :

$$q_s = P = 80 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0,2$$

D'où $M_1 = 0,045$, $M_2 = 0,027$ (Tableau de PIGEAUD)

$$M_{x1} = 80 \times (0,045 + 0,2 \times 0,027) = 4,032 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 \times (0,027 + 0,2 \times 0,045) = 2,88 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,02 + 1,5 = 5,52 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0632 \times 5,52 \times (1,50)^2 = 0,785 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,710 \times 0,785 = 0,557 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,032 + 0,785 = 4,817 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,88 + 0,557 = 3,437 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

○ **En travée :**

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0,85 \times M_x = 0,85 \times 4,817 = 4,094 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0,85 \times M_y = 0,85 \times 3,437 = 2,921 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

○ **En appuis :**

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0,3 \times M_x = 0,3 \times 4,817 = 1,445 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0,3 \times M_y = 0,3 \times 3,437 = 1,031 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

d) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III-5.6.Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

1) Sens X-X :

▪ **Aux Appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,765}{1,445} = 1,221$$

$$\mu_b = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{ par interpolation linière } \alpha = 0,00875$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,221-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > \alpha = 0,01208 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

■ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{5}{4,094} = 1,221$$

$\mu_b = 0,021 \xrightarrow{\text{tableau}} \text{Par interpolation linière } \alpha = 0,0531$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,221-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > \alpha = 0,0531 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Sens Y-Y :

Aux Appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,058}{1,031} = 1,026$$

$\mu_b = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,005$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,026-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,263 > \alpha = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,996}{2,921} = 1,026$$

$\mu_b = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0151$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,026-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,263 > \alpha = 0,0151 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

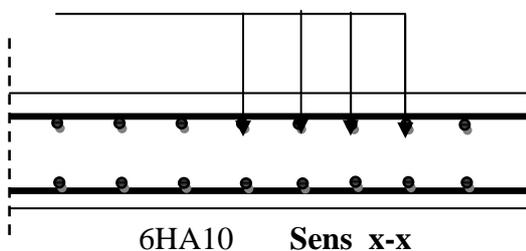
Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

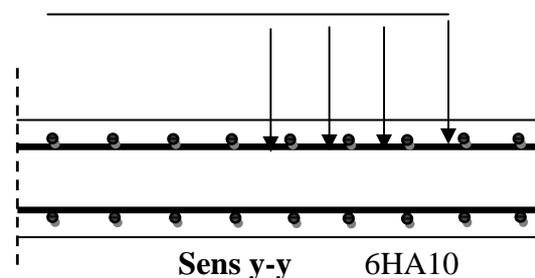
En travée : 6HA10/ml (sens x-x) $S_t=15\text{cm}$; 6HA10/ml (sens Y-Y).

Aux appuis : 6HA8/ml ; $S_t=15\text{cm}$.

6HA10/ml($S_t = 15\text{cm}$)



6HA10/ml($S_t = 15\text{cm}$)



FigIII-5.2 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III-6) Porte à faux :**III-6.1) Introduction :**

La porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

III-6.2) Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

On prend : $h = 15\text{cm}$

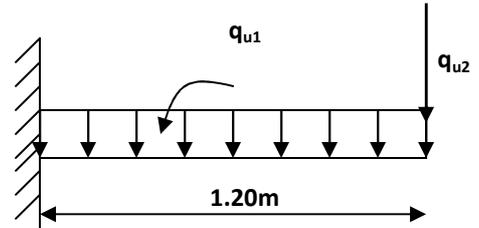


Figure III-6.1 : Schéma statique de la porte à faux

III-6.3) Détermination des charges et surcharges :**a) Charges permanentes :**

La dalle :

$$G = 5.26 \text{ KN/m}^2$$

Mur extérieur :

$$G = 2.99 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

III-6.4) Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

1) Combinaison des charges : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Dalle: $q_{u1} = [(1.35 \times 5.26) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 9.351 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_{u2} = (1.35 \times 2.99 \times 2.76) \times 1 = 11.14 \text{ KN}$

2) Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

Moment provoqué par la charge « q_{u1} » :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{9.351 \times 1.2^2}{2} = 6.73 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 11.14 \times 1.2 = 13.37 \text{ KN.m}$$

Le moment total : $M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 20.10 \text{ KN.m}$

III-6.5) Calcul des armatures à ELU :

1) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.1 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.098$$

$$\mu = 0.098 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.098 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.1 \times 10^5}{0.948 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

2) Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit : } 4\emptyset 10/\text{ml} \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III-6.6) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

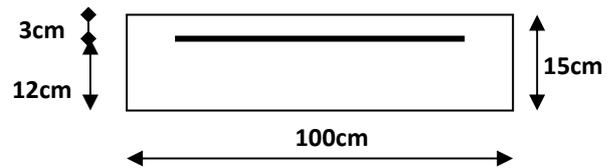


Figure III-6.2

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**Effort tranchant :**On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = q_{u1}.l + q_{u2} = 9.351 \times 1.2 + 11.14 = 22.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22.36 \times 10}{100 \times 12} = 0.186 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.186 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

 \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.**c) Vérification de l'adhérence :**On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.36 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**Armatures principales**

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 22.36 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{22.36 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 64.28 \text{ mm}^2 = 0.643 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.643 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1.5} = 800 \text{ KN}$$

$$V_u = 22.36 \text{ KN} < 800 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Ancrage des barres :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

III-6.7) Vérification à l'ELS :**➤ Combinaison des charges : $q_{s1} = G + Q$**

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.26 + 1.5 = 6.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.99 \times 1 \times 2.76 = 8.25 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul du moment d'encastrement**

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{6.76 \times 1.2^2}{2} = 4.87 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 8.25 \times 1.2 = 9.9 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment total**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 4.87 + 9.9 = 14.77 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

➤ **Acier**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.4708$$

$$\begin{array}{l} \text{tableau} \\ \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.896 \\ k_1 = 33.08 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{14.77 \times 10^5}{0.896 \times 12 \times 565} = 243.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

➤ **Béton :**

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33.08} = 0.030$$

$$\sigma_b = 0.030 \times 243.13 = 7.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **vérification de l'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- i. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- ii. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{14.77}{10(14.77)} = 0.1 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- iii. $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ Condition vérifiée

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M_0 : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

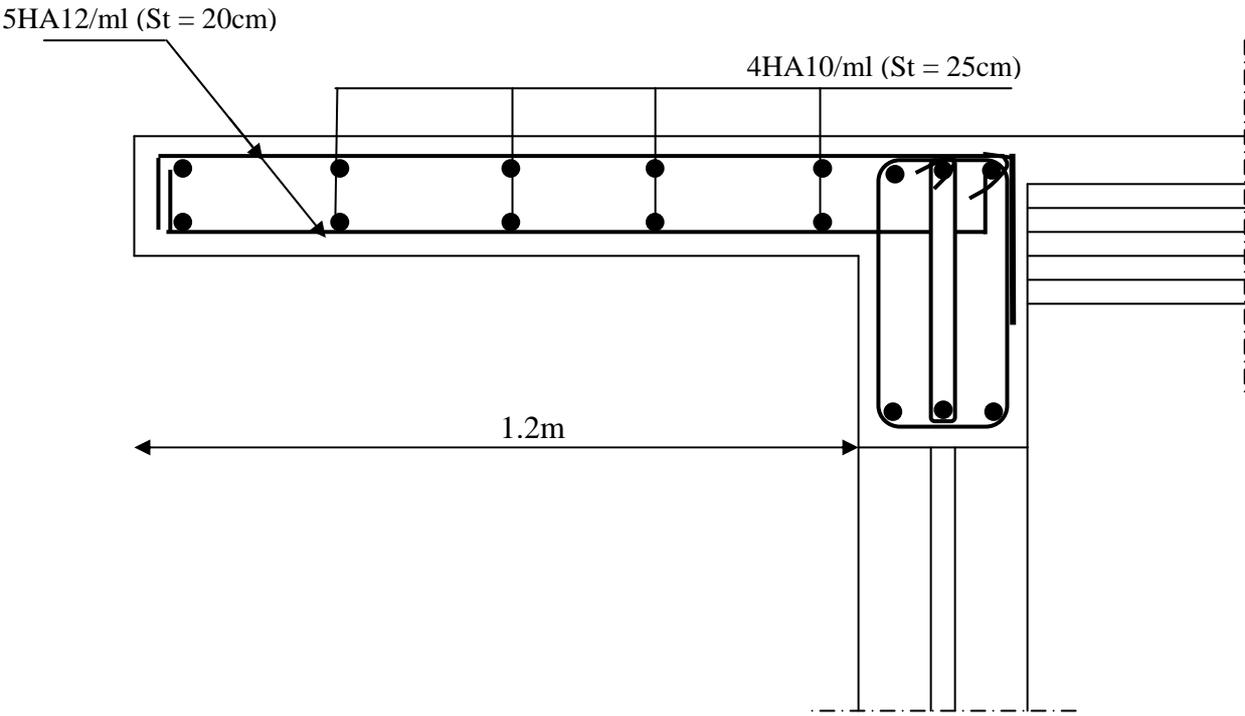


Figure III-6.3 : Ferrailage de la porte à faux

Chapitre IV

Etude de 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 :

- a- des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b- du système porteurs « poteaux- poutres » formant portiques d'étages,
- c- des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- d- 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 RPA 99 révisé 2003 (Art 3.4) 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 auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive ».

IV.2 Inertie 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 :

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{e l^3}{12} \\ I_y &= \frac{l e^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

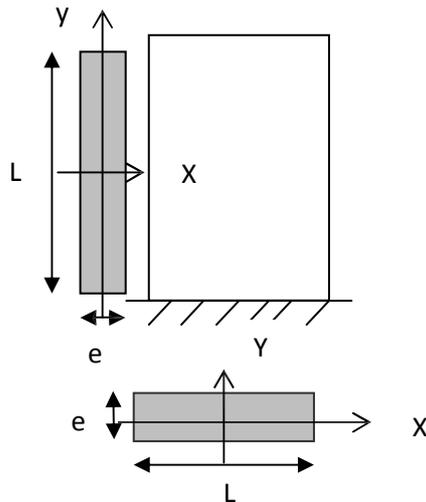


Fig. IV.1) Vue en plan et en coupe des refends

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 transversal :**

Niveau		L	E	I _x	nombre d'étages	Imoy
De S.sol jusqu'à 9 ^{eme} étages	VT1	3.90	0,2	0.989	11	10,879
	VT1	3.90	0,2	0.989		10,879
	VT2	3.80	0,2	0.915		10,065
	VT2	3.80	0,2	0.915		10,065
						3,81

- **Tableau IV-2) Inertie des voiles longitudinal :**

Niveau		L	E	I_y	nombre d'étages	Imoy
De S.sol jusqu'à 4 ^{eme} étages	VL1	2,00	0,2	0,133	6	0,798
De S.sol jusqu'à 9 ^{eme} étages	VL2	1,2	0,2	0,029	11	0,319
	VL2	1,2	0,2	0,029		0,319
	VL2	1,2	0,2	0,029		0,319
	VL2	1,2	0,2	0,029		0,319
	VL3	2,35	0,2	0,216		2,376
	VL3	2,35	0,2	0,216		2,376
	VL3	2,35	0,2	0,216		2,376
	VL3	2,35	0,2	0,216		2,376
						1,05

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 à 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 1 m^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 $I=1 m^4$, 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 aires ».

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 : $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

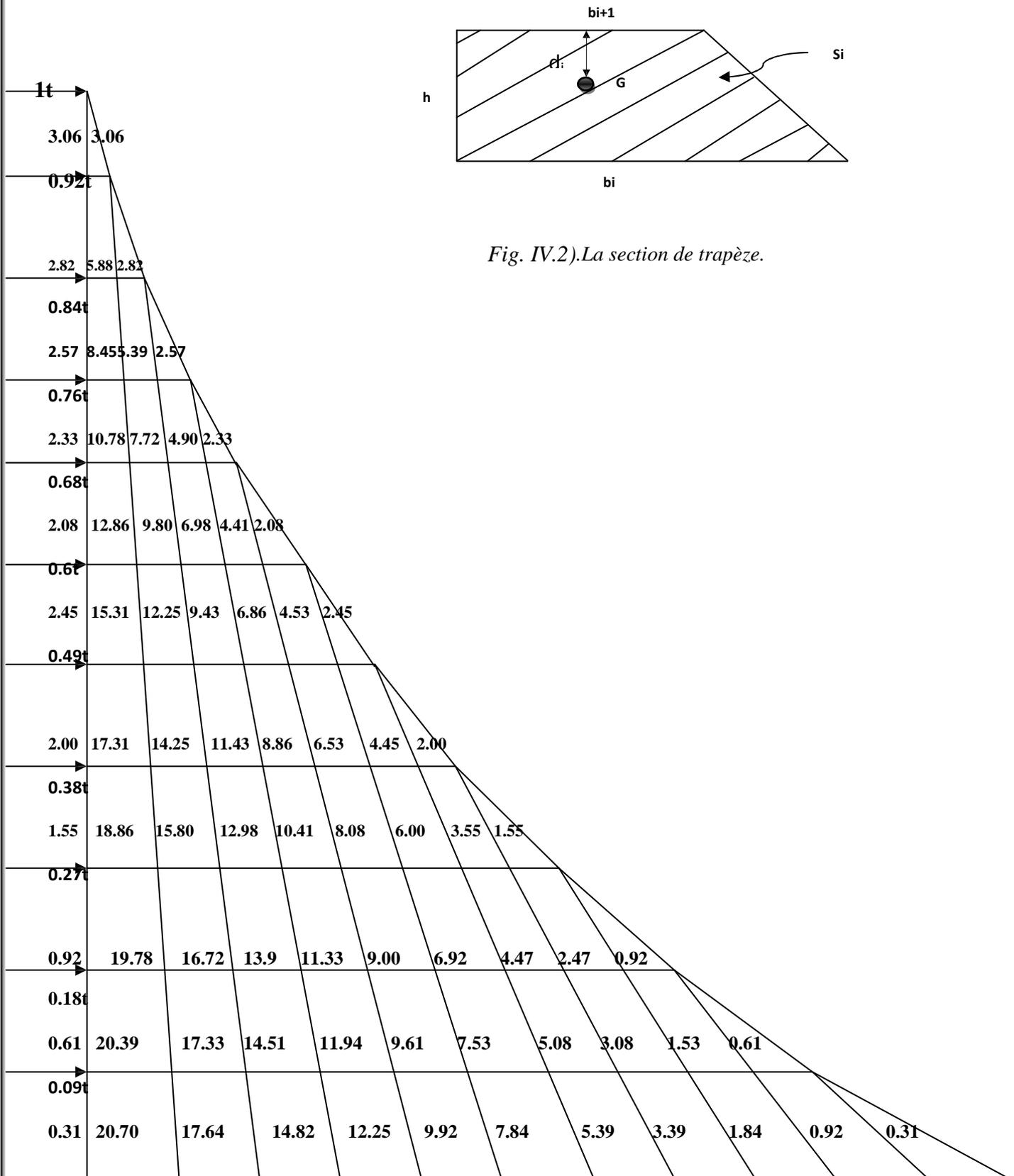


Fig. IV.2). La section de trapèze.

Fig. IV.3) diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

Tableau IV-3) Calcul de la flèche :

Niv	h (m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
09	3,06	3,06	0,00	4,682	2,04	9,55	47351,77
08	3,06	8,70	3,06	17,99	1,77	31,93	41792,26
07	3,06	16,41	8,70	38,42	1,69	64,80	36265,43
06	3,06	25,73	16,41	64,47	1,64	105,92	30823,3
05	3,06	36,13	25,73	94,65	1,62	152,92	25537,33
04	4,08	50,83	36,13	177,40	2,15	382,28	20493,98
03	4,08	64,83	50,83	235,95	2,12	500,75	14314,9
02	4,08	77,23	64,83	289,80	2,10	608,40	8980,023
01	3,4	85,51	77,23	276,66	1,73	478,30	4719,89
RDC	3,4	91,61	85,51	301,10	1,72	517,75	2139,12
S.sol	3,4	95,02	91,61	317,27	1,71	542,65	542,65

Nous aurons :

$$f_{s.sol} = \frac{317,27 \times 1,71}{EI} = \frac{542,65}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{317,27 \times (1,71 + 3,4) + 301,10 \times 1,72}{EI} = \frac{2139,12}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{317,27 \times (1,71 + 3,4 + 3,4) + 301,10 \times (1,72 + 3,4) + 276,66 \times 1,73}{EI} = \frac{4719,89}{EI}$$

.

.

.

.

$$f_{09}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

a) calcul des déplacements des portiques :**Le déplacement de chaque niveau :**

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \Sigma K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$$

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).

$$K_m \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_m = \frac{I_m}{L_n}$$

$$K_{pn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

h_n : Hauteur d'étage.

L_n : : Portée libre de la poutre.

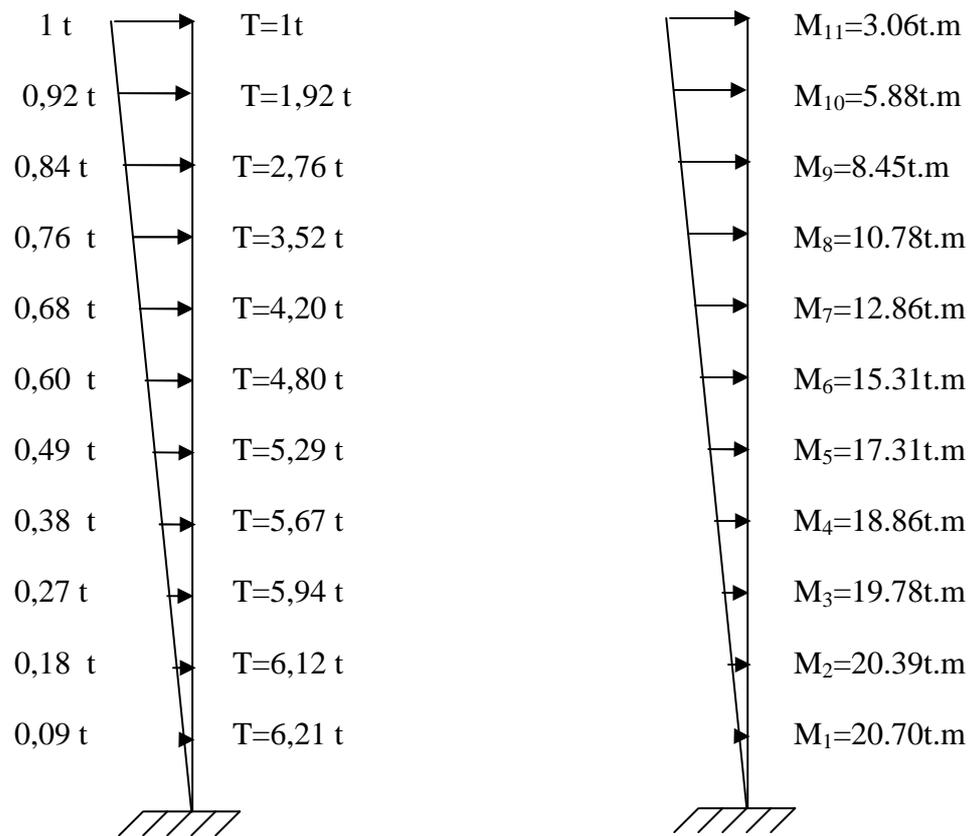


Fig. IV.4) Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

c) Inertie fictive des portiques :

Tableau IV-4) Inertie fictive sens longitudinal :

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	Δ_i (t/m)	$\sum \Delta_i$ (t/m)	f_i (m)	I_{ei} (m ⁴)
09	0,004	0,006	3,06	0,00	31,875	105	321,3	11931,064	47351,77	3,97
08	0,004	0,006	5,88	3,06	93,125	202,865	620,766	11609,764	41792,26	3,60
07	0,004	0,006	8,45	5,88	149,271	292,153	893,989	10988,998	36265,43	3,30
06	0,004	0,006	10,78	8,45	200,313	373,004	1141,391	10095,009	30823,3	3,05
05	0,004	0,006	12,86	10,78	246,25	419,111	1282,48	8953,618	25537,33	2,85
04	0,005	0,020	15,31	12,86	234,75	317,083	1293,699	7671,138	20493,98	2,67
03	0,005	0,020	17,31	15,31	271,833	358,75	1463,7	6377,439	14314,9	2,24
02	0,005	0,020	18,86	17,31	301,417	390,292	1592,391	4913,739	8980,023	1,83
01	0,005	0,022	19,78	18,86	322	403,299	1371,217	3321,348	4719,89	1,42
RDC	0,005	0,022	20,39	19,78	334,75	369,884	1257,607	1950,131	2139,12	1,10
s.sol	0,005	0,022	20,70	20,39	250,549	203,684	692,524	692,524	542,65	0,78

Tableau IV-5) Inertie fictive sens transversal :

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	Δ_i (m)	$\sum \Delta_i$ (m)	f_i (m)	I_{ei}
09	0,003	0,006	3,06	0,00	42,5	125,84	385,06	12650,1	47351,77	3,75
08	0,003	0,006	5,88	3,06	124,17	243,27	744,4	12265	41792,26	3,41
07	0,003	0,006	8,45	5,88	199,03	350,42	1072,3	11520,6	36265,43	3,15
06	0,003	0,006	10,78	8,45	267,08	447,43	1369,1	10448,3	30823,3	2,95
05	0,003	0,006	12,86	10,78	328,33	460,15	1408,1	9079,21	25537,33	2,81
04	0,005	0,020	15,31	12,86	234,75	317,08	1293,7	7671,15	20493,98	2,67
03	0,005	0,020	17,31	15,31	271,83	358,75	1463,7	6377,45	14314,9	2,24
02	0,005	0,020	18,86	17,31	301,42	390,29	1592,4	4913,75	8980,023	1,83
01	0,005	0,022	19,78	18,86	322	403,3	1371,2	3321,36	4719,89	1,42
RDC	0,005	0,022	20,39	19,78	334,75	369,88	1257,6	1950,14	2139,12	1,1
s.sol	0,005	0,022	20,70	20,39	250,55	203,68	692,53	692,53	542,65	0,78

d) Inerties moyennes des portiques :**Tableau IV-6) Inertie moyennes sens longitudinal :**

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
I_{ey} (m⁴)	3.97	3.60	3.30	3.05	2.85	2.67	2.24	1.83	1.42	1.10	0.78
I_{moy}	2.44										

Tableau IV-7) Inertie moyennes sens transversal :

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
I_{ey} (m⁴)	3.75	3.41	3.15	2.95	2.81	2.67	2.24	1.83	1.42	1.10	0.78
I_{moy}	2.37										

e) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**Tableau IV-8) pourcentage des inerties sens longitudinal :**

	I_{moy} par niveau (m⁴)	% de participation
Portiques	2.44	69.91 %
Voiles	1.05	30.09 %
Somme	3.49	100 %

Tableau IV-9) pourcentage des inerties sens transversal :

	I_{moy} par niveau (m⁴)	% de participation
Portiques	2.37	38.35 %
Voiles	3.81	61.65 %
Somme	6.18	100 %

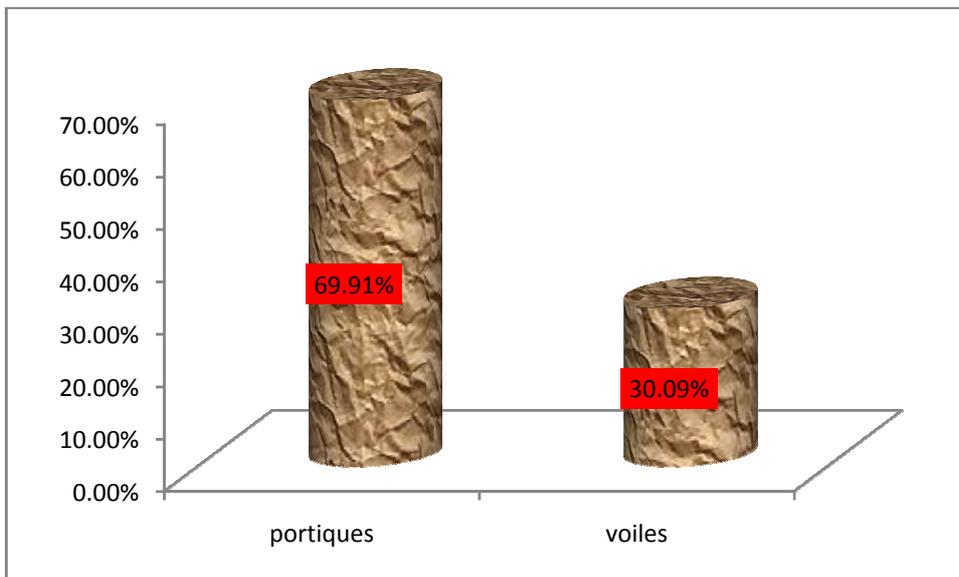
f) Représentation graphique des pourcentages d'inertie :**Sens longitudinal :**

Fig. IV.5) pourcentage d'inertie selon le Sens longitudinal

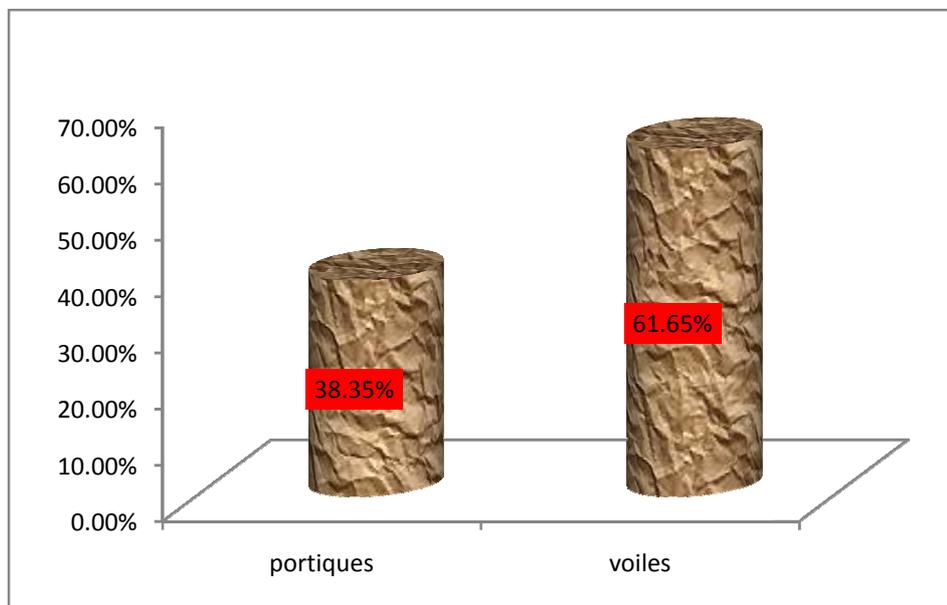
Sens transversal :

Fig. IV.6) pourcentage d'inertie selon le Sens transversal

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R = 5$ (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

Rappel :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le RPA recommande ce qui suit :

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

Modélisation et vérification de RPA

V.1) Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

V.2) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : • 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 37,74 m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

d) Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

V.2.1) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées 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) 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.3.4) 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**)



fig V.1) Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



fig V.2) fenêtre de dialogue.

V.3.5) Etapes de modélisation :

V.3.5.1) Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. en bas à droite de l'écran , on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

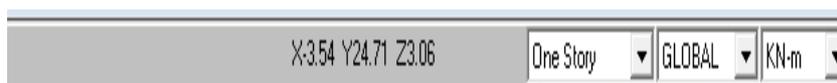


fig V.3) Choix des unités

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **default.edb**



fig V.4) choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

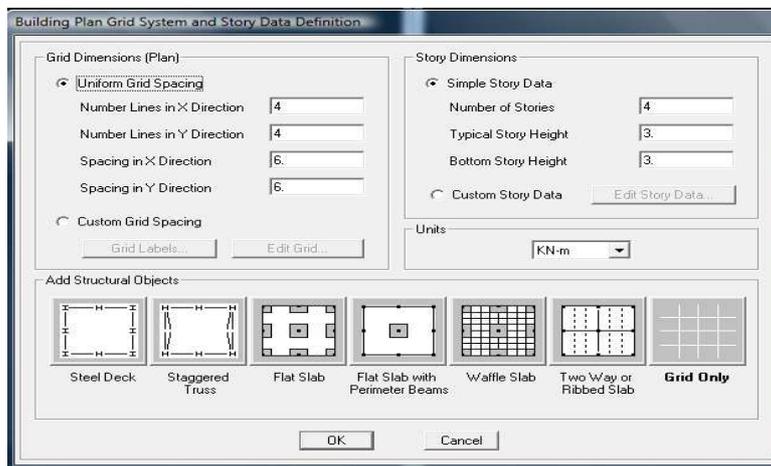


fig V.5) introduction des lignes de grille

1) On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche :

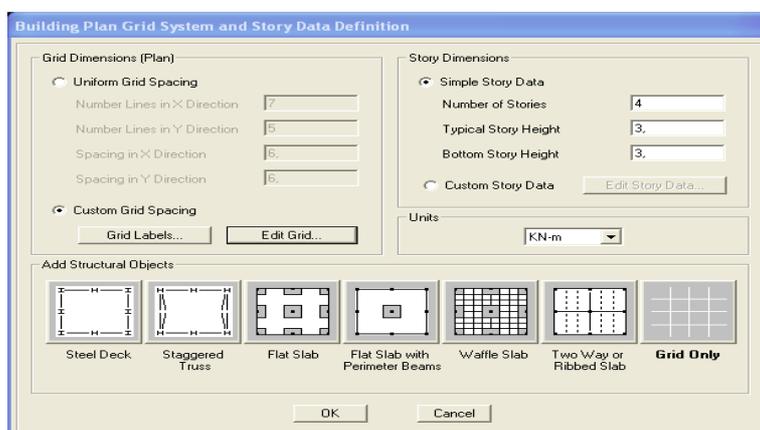


fig V.5) Introduction le nombre de portiques

puis sur **Edit Grid** .

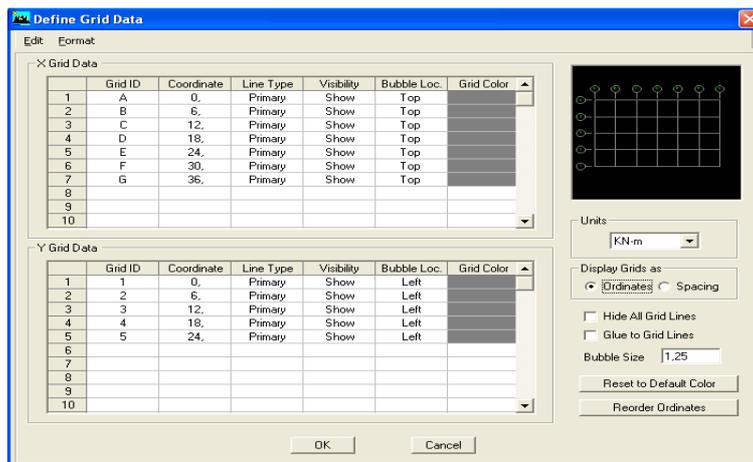


fig V.6) Introduction des distances selon x-x et y-y

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
 - Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.
- Puis **ok**

2) On introduise le nombre des niveaux. on clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis en cauche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche :

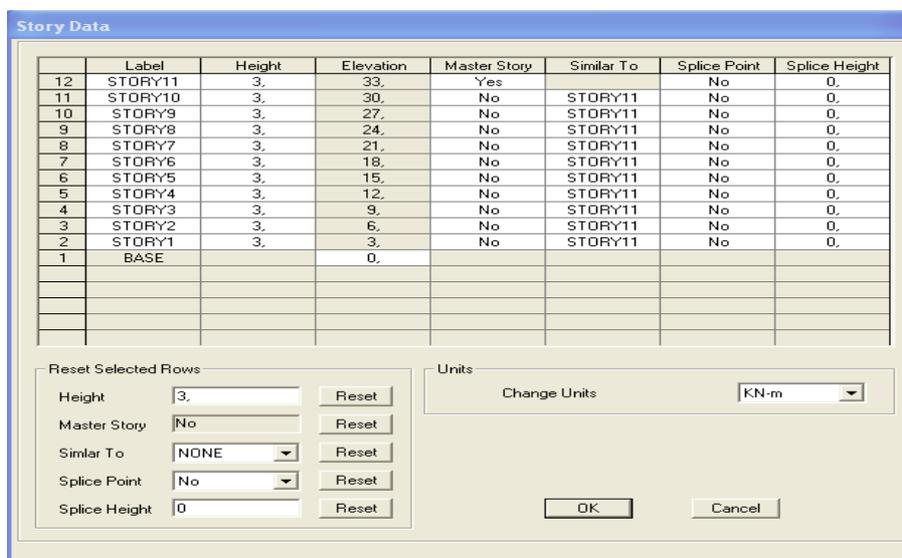


fig V.7) Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z**.

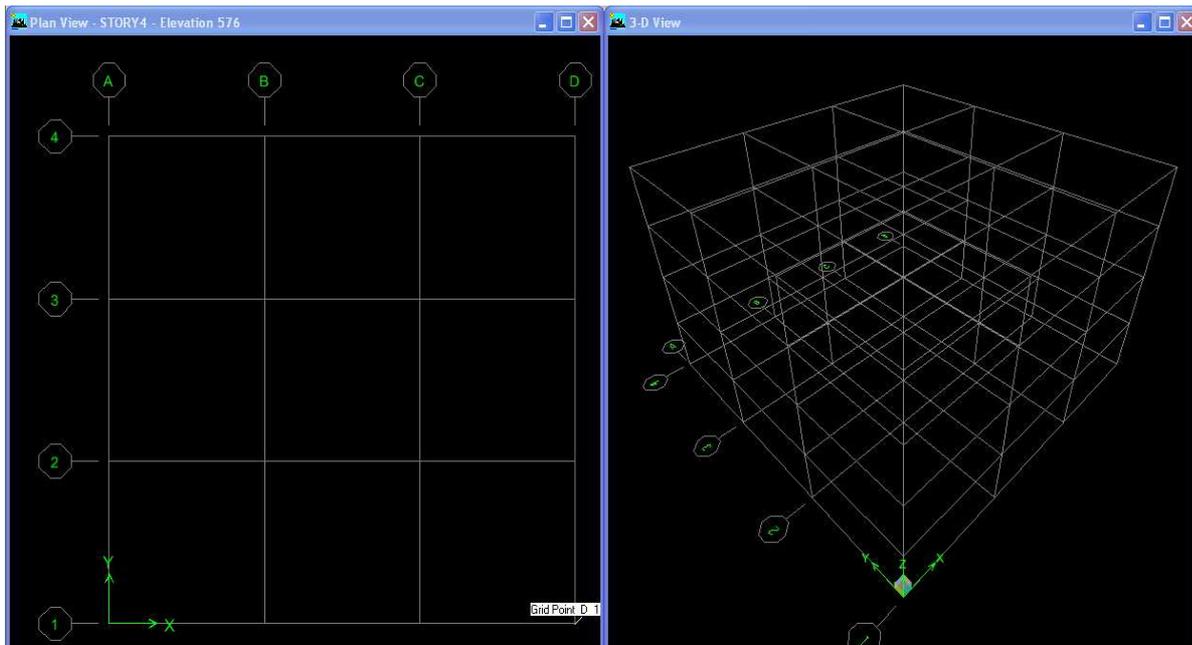


fig V.8) les lignes de grille de la structure

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

-pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :

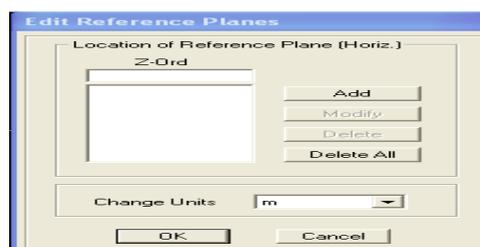


fig V.9) introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

V.3.5.2)Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material properties** ou bien  nous sélectionnons le matériau **CONC**.

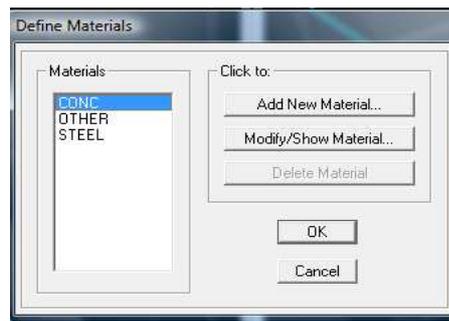


fig V.10) définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

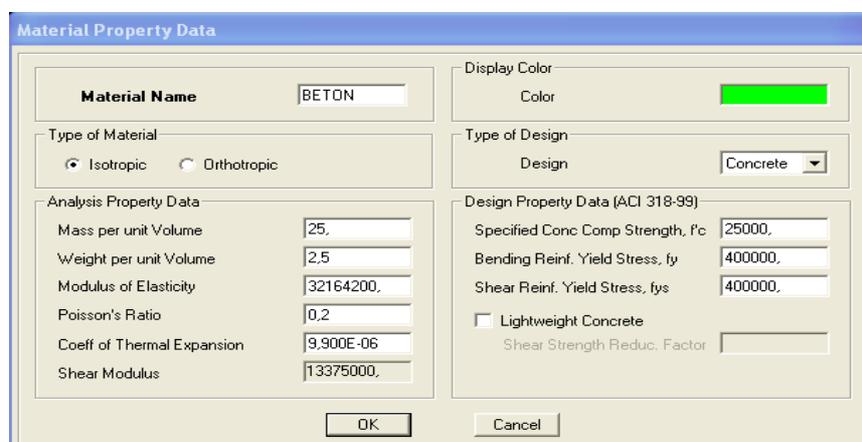


fig V.11) définition des propriété du matériau CONC (béton).

Et on défini un autre matériau pour le utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

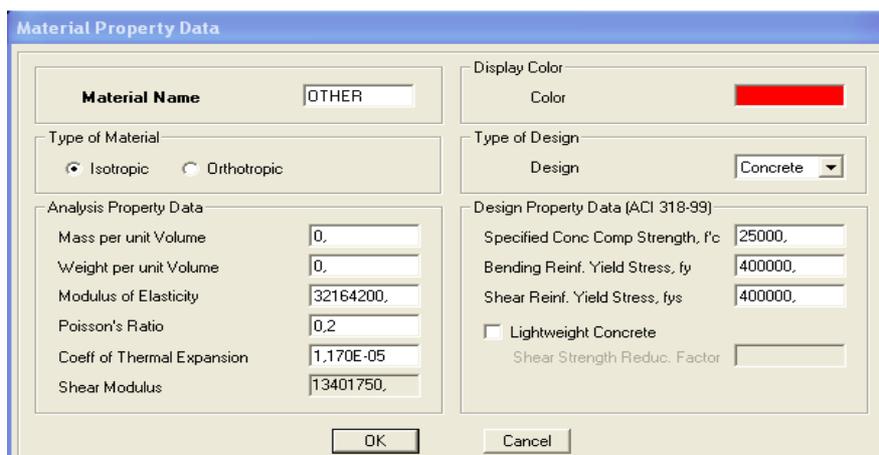


fig V.12) définition des propriété du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

Remarque :

On a défini deux types de matériaux pour un but:

Que l'étape n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

V.3.5.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en T.

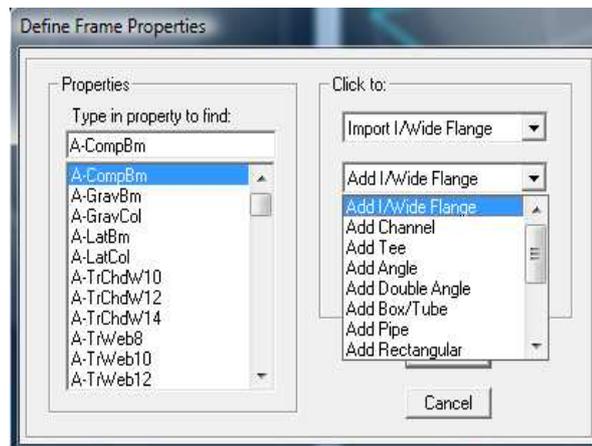


fig V.13) définition des section

Et on choisit **Material** BETON

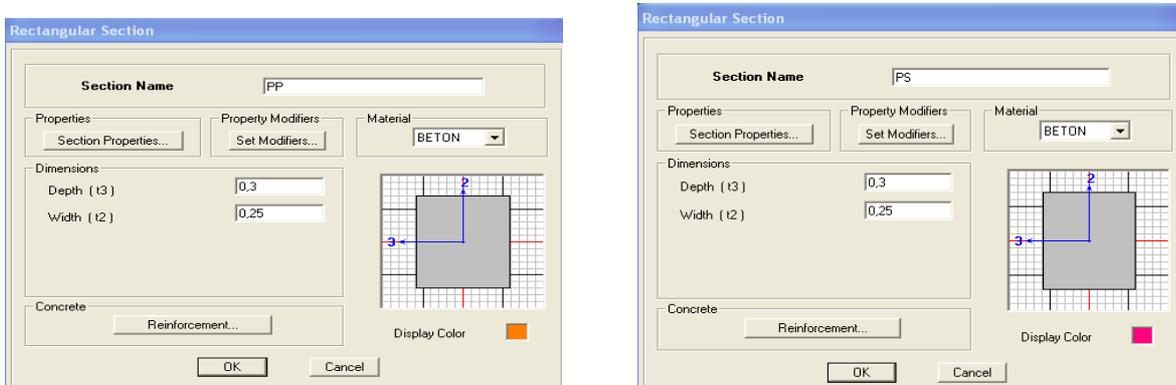


fig V.14) définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

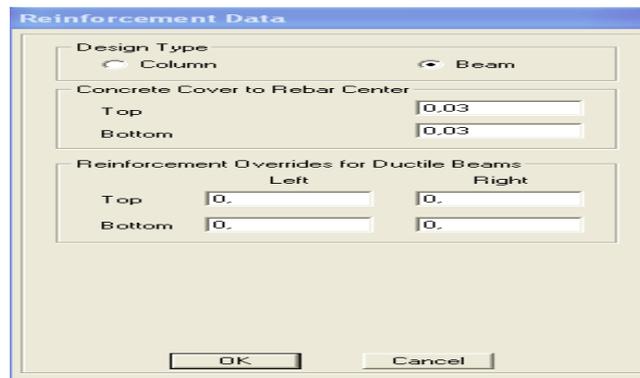


fig V.15) choix de la nature de la section et l'enrobage

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

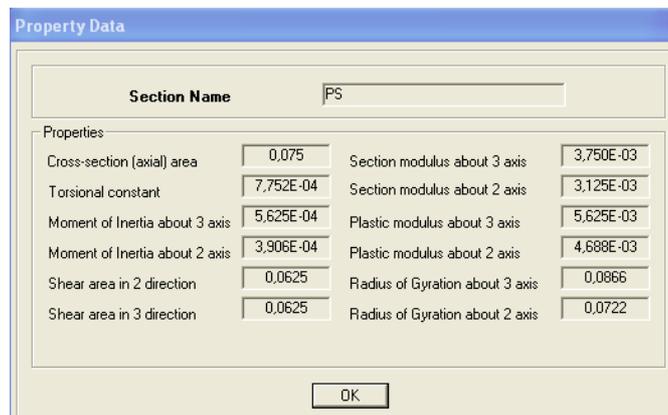


fig V.16) propriété de la section à considérer

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.
Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :

On clique sur  puis **Add Tee**

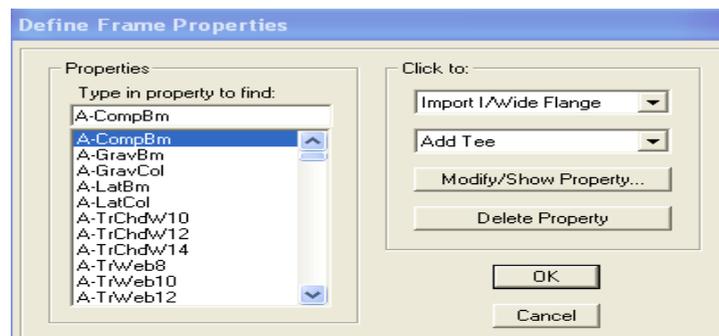


fig V.17) ajout de la section en Té

On introduit les caractéristiques des poutrelles :

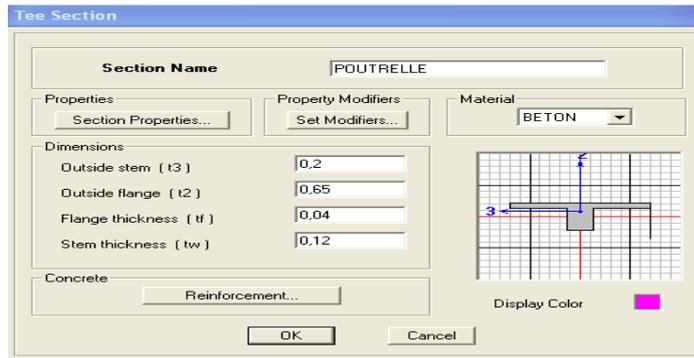


fig V.18) les propriétés de la section en Té

- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les voiles, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

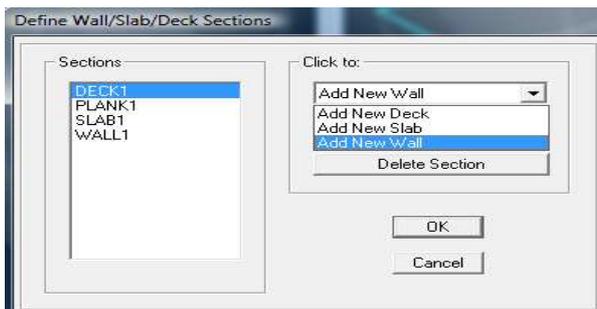


fig V.19) création de nouvelle voile



fig V.20) propriétés du voile

Définir **Material** : BETON

On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 18 cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour crée les dalles, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

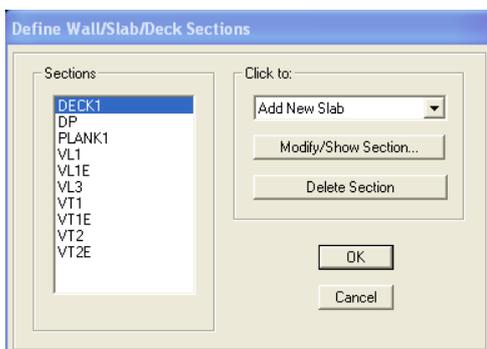


fig V.21) création de nouvelle dalle

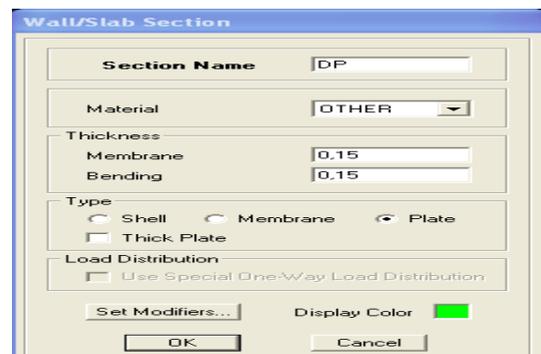


fig V.22) propriétés de la dalle.

Definer **Material** : OTHER

On coche **Plate**.

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

a) **Poutres principales et secondaires:**

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

fig V.23) création des poutres

b) **Les poteaux :**

On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

Type of Line	Frame
Property	POT40x40
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

fig V.24) création des poteaux

c) **Les voiles :**

On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.

Type of Area	Pier
Property	VL1
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

fig V.25) création des voiles

d) **La dalle pleine :**

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

Property	DP
Local Axis	0,

fig V.26) création des dalles pleines

V.3.5.4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :Define puis sur static Load Cases , ou bien .

➤ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) : 1

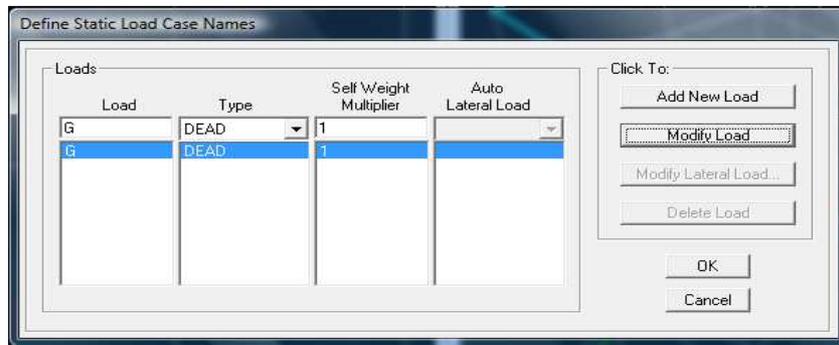


fig V.27) nom des charges permanentes

➤ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0

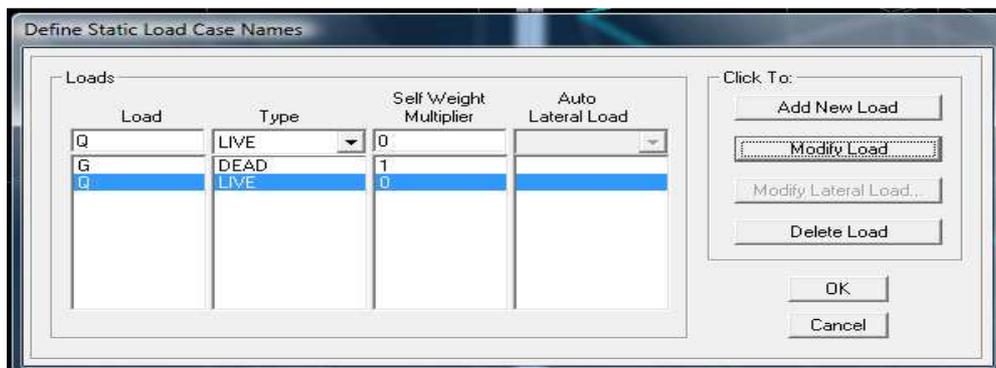


fig V.28) nom des charges d'exploitations

2) 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 :

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône  SRPA99V2003.exe .

- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**
selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)
et le groupe d'usages(de notre cas groupe 2)
- **Coeff comportement : 5 .**
- **Coeff d'amortissement ξ :7%**
- **Site : S2.**
- **Facteur de qualité (Q):Q=1.2**

$$Q=1+\sum P_q$$

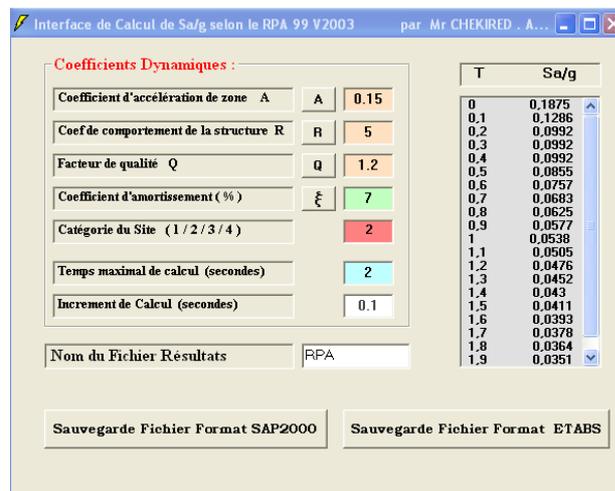


fig V.29) le spectre

Après on clique sur **Savgarde Fichier Format ETABS**.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** ou bien  → **Spectrum from file**

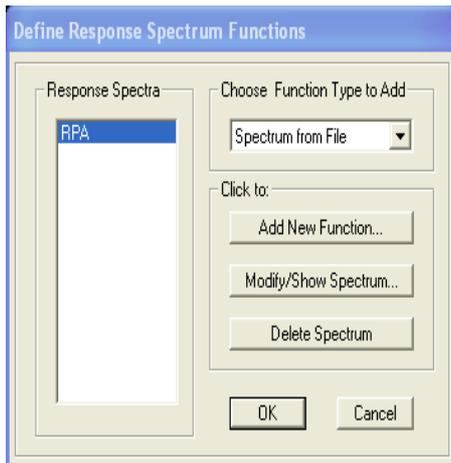


fig V.30) définition de spectre

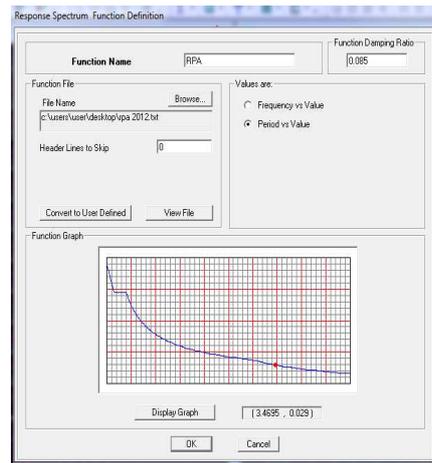


fig V.31) la réponse de spectre

Function Name (nom du spectre): **RPA**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases ou bien  → **Add New Spectrum**

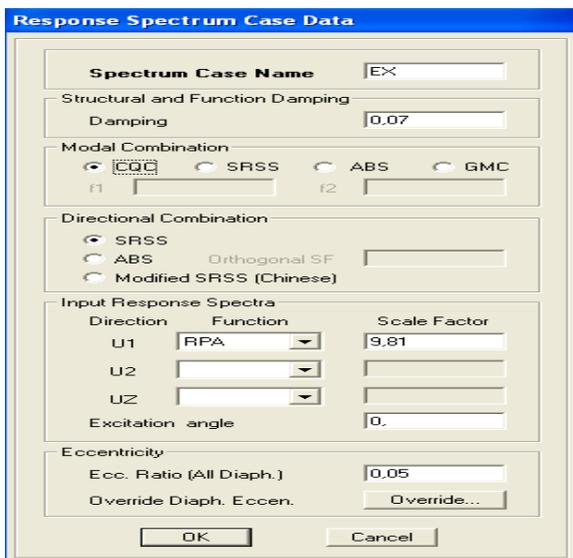


fig V.32) ajout de spectre selon x

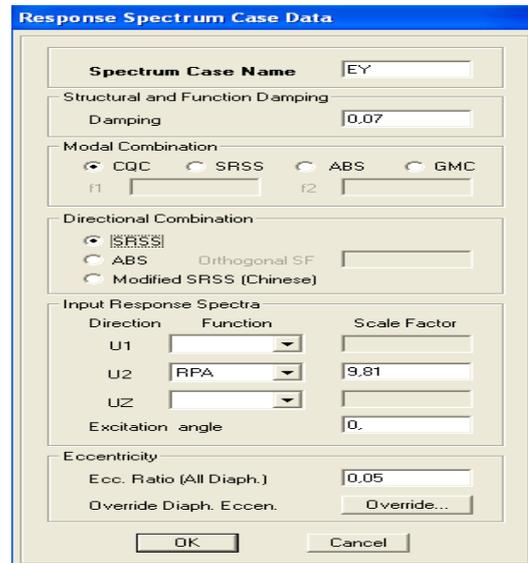


fig V.33) ajout de spectre selon y

On introduit:

ξ (%) le pourcentage d’amortissement critique qui est égale 0,07 dans la case **Damping**
Et l’excentricité qui égale a 0,05xL dans la case **Ecc.Ratio (All Diaph)**.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

V.3.5.5) 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** ou bien 

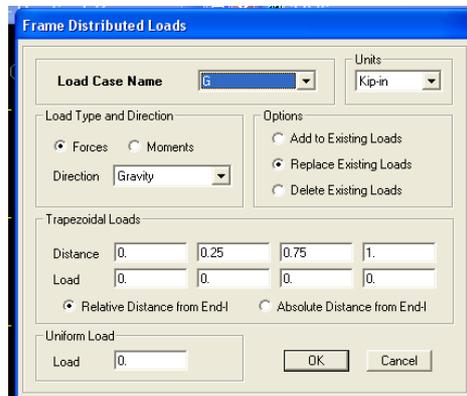


fig V.34) la méthode de chargement

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.3.5.6) 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Et la combinaison **G + 0,2Q**

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q±E$

08GE : $0.8G±E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** ou bien  → **Add New Combo**

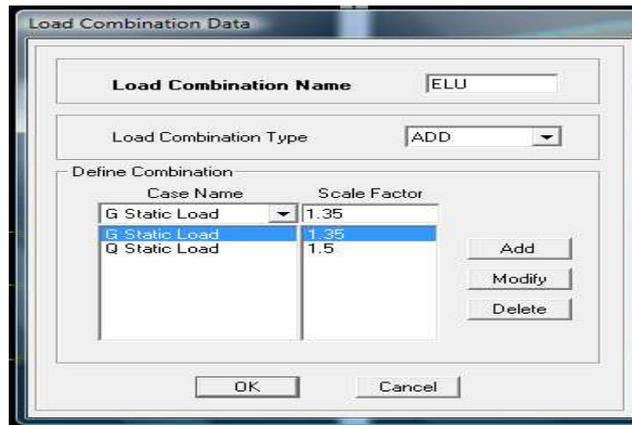


fig V.35) création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

V.3.5.7) 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d’appuis de base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** ou bien  → **Restraints**



fig V.36) encastrement des appuis

➤ **Mass- Source :**

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

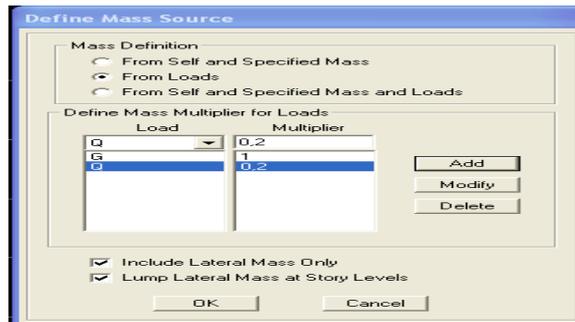


fig V.37) le pourcentage de participation des charges

➤ Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm**, ou bien  → **Add New Diaphragm**.

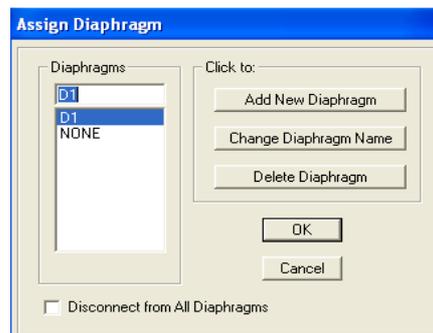


fig V.38) spécification de diaphragme de chaque plancher

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.3.5.8) 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

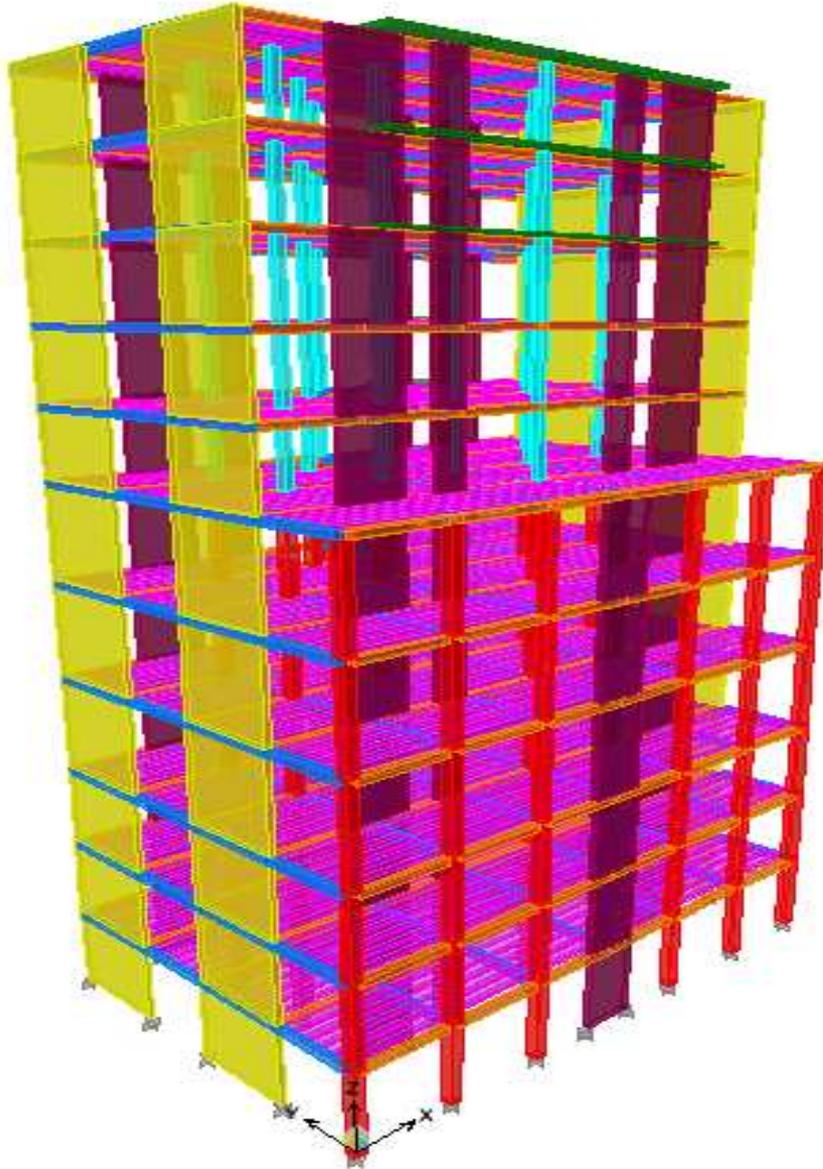


fig V.39) schéma final de notre structure en 3D

V.4)Vérification des exigences du RPA :

V.4.1) Pourcentage de 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.

Tableau V-1) Période et participation massique :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,917156	0,0001	66,4245	0	0,0001	66,4245	0
2	0,80369	70,7459	0,0002	0	70,746	66,4247	0
3	0,562918	0,3261	0,0057	0	71,0721	66,4304	0
4	0,230265	13,898	0,001	0	84,97	66,4314	0
5	0,222763	0,0008	16,7171	0	84,9708	83,1485	0
6	0,143819	0,0079	0,0002	0	84,9787	83,1487	0
7	0,113745	6,1938	0	0	91,1725	83,1487	0
8	0,091944	0	7,5349	0	91,1725	90,6836	0
9	0,067128	2,8286	0	0	94,0011	90,6836	0
10	0,060596	0,2459	0	0	94,247	90,6836	0
11	0,050211	0	3,7936	0	94,247	94,4772	0
12	0,044432	1,8039	0	0	96,0509	94,4772	0

La somme des masses modales dans le 8^{eme} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 66,42% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 70,75%.

V.4.2)Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$S_i V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

a)Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{RPA 99 (4-1)}$$

b)Dédution des coefficients A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Groupe d'usage : 2} \\ \text{- Zone sismique } II_a \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \text{ (Tab 4.1).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement. donné par le (Tab 4.3), $R = 5$ (Mixte portiques/voiles avec interaction).

c) Calcul du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est 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 :

$$Q = 1 + \sum P_i$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le **tableau 4.4/RPA99 mod 2003**.

Régularité en plan et en élévation : RPA99 mod 2003 art 3.5.1

Régularité en plan :

il faut vérifier que :

$$0.25 \leq L_x/L_y \leq 4 \text{ et } (l_1+l_2)/L \leq 0.25$$

$$(1.2*5)/10.3 = 0.58 > 0.25$$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

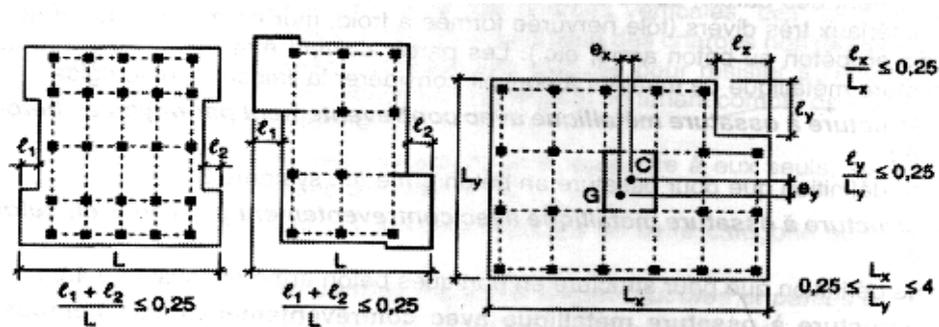


fig V.40) limites des décrochements en plan

Régularité en élévation :

- il faut vérifier que : $B_i/B_{i-1} \geq 0.8$

$$13.7/10.3 = 1.33$$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

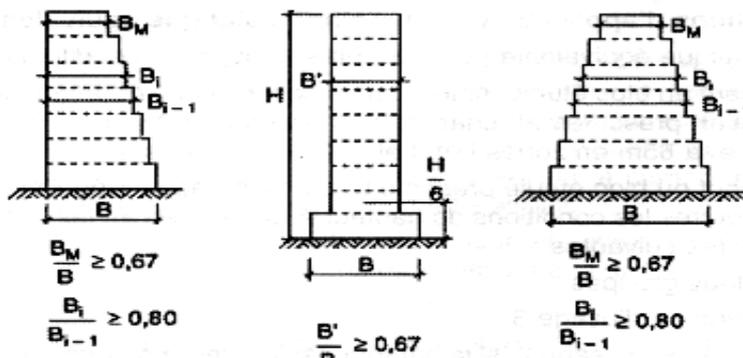


fig V.41) limites des décrochements en élévation

Tableau V-2) Valeurs de pénalités P_q dans les deux sens :

Pénalité P_q :		
Critère :	Observé	Non observé :
Régularité en plan	/	0,05
Régularité en élévation	/	0.05
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
suivi de chantier:	0	/

Donc : $Q = 1.2$

Calcul du poids total de la structure W_t :

Du logiciel ETABS :

On déduit le poids de la structure qui égale à **15536.09 KN**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 : Site ferme $\longrightarrow S_2 \implies T_2 = 0.4 s$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2).

le système est constitué de portiques plus que de voiles $\implies \xi = 7\%$

D'où $\eta = 0.88 \geq 0.70 \longrightarrow$ condition vérifiée.

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. **Cas n° 4** : Contreventement assuré partiellement ou Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie. **$C_T=0.05$** .

$$T = 0.05 \times (37,74)^{3/4} = 0,76 \text{ s.}$$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 0,88$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_t sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-3)Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_t :

<i>Paramètre :</i>	<i>Valeur :</i>	<i>Article du RPA :</i>
<i>Coefficient de zone A</i>	0,15	<i>Tablea 4.1</i>
<i>Facteur de qualité Q</i>	1,2	<i>Tablea 4.4</i>
<i>Période caractéristique T</i>	0,4 sec	<i>Tablea 4.7</i>
<i>Poids total de la structure W_t</i>	15536.09 KN	/
<i>Coefficient de comportement R</i>	5	<i>Tableau 4.3</i>
<i>Facteur d'amplification D</i>	1,20	<i>formule 4.2</i>

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0,15 \times 1,2 \times 1,2}{5} \times 15536,09 = 671,16KN$$

$$V_{\text{etabs x-x}} = 732,52 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 536,93 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{etabs y-y}} = 667,53 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 536,93 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V.4.3 : Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3) :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau V-4): Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey :

Niveaux	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	Δ_{ky}	$1\% h (m)$	Vérif ^o :
09	0,0139	0,0173	0,0009	0,0016	0,0306	✓
08	0,013	0,0157	0,0009	0,0016	0,0306	✓
07	0,0121	0,0141	0,0011	0,0016	0,0306	✓
06	0,011	0,0125	0,0012	0,0017	0,0306	✓
05	0,0098	0,0108	0,0013	0,0017	0,0306	✓
04	0,0085	0,0091	0,0019	0,0023	0,0408	✓
03	0,0066	0,0068	0,0019	0,0022	0,0408	✓
02	0,0047	0,0046	0,0019	0,002	0,0408	✓
01	0,0028	0,0026	0,0013	0,0013	0,0340	✓
RDC	0,0015	0,0013	0,0011	0,0009	0,0340	✓
S.sol	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0340	✓

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).

V.4.4 : Déplacement maximal :

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f$$

f : La flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

a) Sous l'action de Ey :

$$\delta_{max} = 0.02 \text{ m et } f = Ht/500 = 37,74/500 = 0.075 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

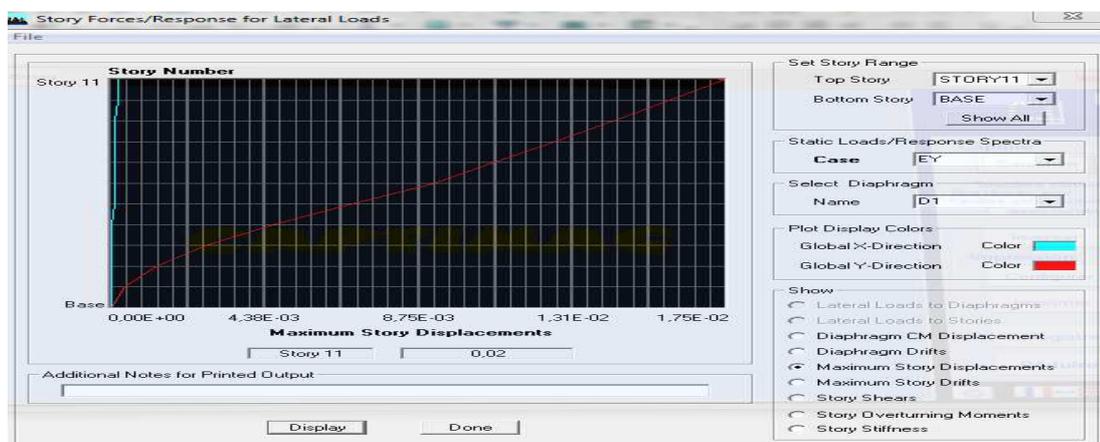


fig V.42) déplacement maximal selon y-y

b) Sous l'action de Ex :

$\delta_{max} = 0.01$ m et $f = Ht/500 = 37,74/500 = 0.075$ m..... Condition vérifiée.

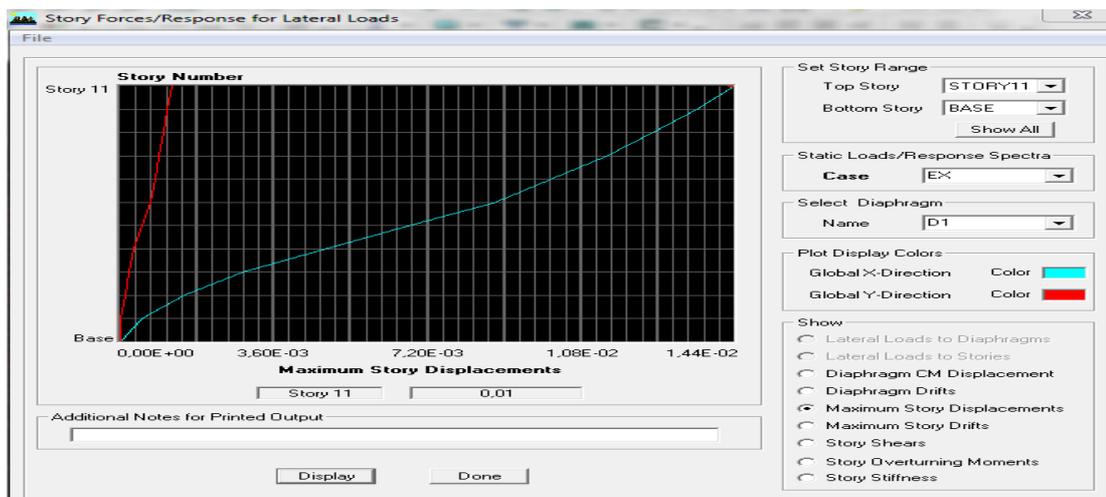


fig V.43) déplacement maximal selon x-x

V.4.5) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : C_M : centre de masse.
 C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$ $L = 21,2$ m

Tableau V-5): Vérification de l'excentricité :

N	Diaphr	X_{C_M}	Y_{C_M}	X_{C_R}	Y_{C_R}	$C_M - C_R$	$C_M - C_R$	5% L	Vérification
09	D	10,451	6,679	10,416	7,476	0,035	-0,797	1,06	✓
08	D	10,451	6,679	10,436	7,512	0,015	-0,833	1,06	✓
07	D	10,451	6,682	10,454	7,51	-0,003	-0,828	1,06	✓
06	D	10,451	6,685	10,474	7,498	-0,023	-0,813	1,06	✓
05	D	10,451	6,685	10,493	7,492	-0,042	-0,807	1,06	✓
04	D	10,451	6,702	10,511	7,517	-0,06	-0,815	1,06	✓
03	D	10,471	8,187	10,525	7,561	-0,054	0,626	1,06	✓
02	D	10,471	8,187	10,539	7,622	-0,068	0,565	1,06	✓
01	D	10,471	8,187	10,552	7,688	-0,081	0,499	1,06	✓
RDC	D	10,471	8,187	10,563	7,755	-0,092	0,432	1,06	✓
S.sol	D	10,414	8,321	10,572	7,82	-0,158	0,501	1,06	✓

V.5.6 : Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) 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 au déplacement « delta » (Δ).

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 de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \text{ tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

↳ L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Tableau V-6) Vérification de l'effet P-Delta :

<i>Niv :</i>	$P_K(KN)$	Δ_{Kx} <i>m</i>	Δ_{Ky} <i>m</i>	V_{Kx} <i>KN</i>	V_{Ky} <i>KN</i>	h_K <i>m</i>	θ_{KX}	θ_{KY}	<i>Verif*</i>
09	1279,69	0,0009	0,0016	149,76	154,71	3,06	0,003	0,004	✓
08	1172,94	0,0009	0,0016	249,46	247,35	3,06	0,001	0,002	✓
07	1172,94	0,0011	0,0016	330,19	312,56	3,06	0,001	0,002	✓
06	1172,94	0,0012	0,0017	401,07	369,98	3,06	0,001	0,002	✓
05	1172,94	0,0013	0,0017	462,14	421,05	3,06	0,001	0,002	✓
04	1534,69	0,0019	0,0023	533,84	478,89	4,08	0,001	0,002	✓
03	1615,26	0,0019	0,0022	596,41	532,69	4,08	0,001	0,002	✓
02	1615,25	0,0019	0,002	648,33	578,54	4,08	0,001	0,001	✓
01	1599,81	0,0013	0,0013	687,31	616,43	3,4	0,001	0,001	✓
RDC	1599,82	0,0011	0,0009	718,01	650,93	3,4	0,0007	0,001	✓
S.sol	1599,81	0,0004	0,0004	732,52	667,53	3,4	0,0002	0,0002	✓

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillages des éléments structuraux

VI-1) Ferrillages des poteaux :**VI-1-1) Introduction :**

Le ferrillage des poteaux s'effectuera à partir des logiciels automatiques au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.

Et partir **d'etabs V9.7** on extrait les efforts normaux et les moments fléchissants.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI-1-2) Les situations à considérer :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

	γ_s	θ	fC28 (Mpa)	f _{bu} (Mpa)	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	1	25	18,48	400	400

VI-1-3) Les combinaisons à considérer :

- | | |
|-----------------|------------------|
| 1) 1,35G ± 1,5Q | ELU(BAEL91) |
| 2) 0,8 G ± E | RPA99 (mod 2003) |
| 3) G + Q ± E | RPA99 (mod 2003) |
| 4) G + Q | ELS(BAEL91) |

VI-1-4) Recommandation du RPA 2003 :**a) Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x la section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (3x30)} \quad A_{\max} = 0,03 \times 30 \times 30 = 27 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

($h_1 ; b_1$): section de poteau

h_e : hauteur d'étage

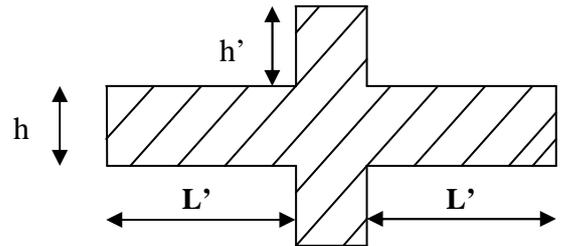


Fig.VI-1-1) La zone nodale des poteaux

b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_c} \quad \text{RPA99(mod 2003) art 7.4.2.2}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad (\text{dans notre cas } a = b)$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

3) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

-Dans la zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12\text{cm}.$$

-Dans la zone courante:

$$S_t \leq (15\Phi_L^{\min}) = 18\text{cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10\text{cm}$.

En zone courante $S_t = 15\text{cm}$.

❖ **Poteaux (40x40) :**

Pour le S.sol, RDC et 1^{er} étage:

$$l_f = 0.7 \times 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.38}{0.40} = 5.95$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 16,44}{0,4 \times 400} \right) \times 0,1 \times 10 = 0,25 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ $S_t = 0,50 \times 2 = 1 \text{ cm}^2$.

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 16,44}{0,4 \times 400} \right) \times 0,15 \times 10 = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ $S_t = 0,50 \times 2 = 1 \text{ cm}^2$.

Pour 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.40} = 7,14$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 16.44}{0,40 \times 400} \right) \times 0,1 \times 10 = 0,26 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ St=0,50x2= 1 cm².

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 16.44}{0,40 \times 400} \right) \times 0,15 \times 10 = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ St=0,50x2= 1 cm².

❖ **Poteaux (30x30) :**

5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages:

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.30} = 7,14$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 13.21}{0.3 \times 400} \right) \times 0,1 \times 10 = 0,28 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ St=0,50x2= 1 cm².

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 13.21}{0.3 \times 400} \right) \times 0,15 \times 10 = 0,41 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ St=0,50x2= 1 cm².

➤ **Longueurs de recouvrement :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

➤ D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003 ,la quantité d 'armatures transversales

➤ minimale A_t/b_1 en pourcentage est donnée comme suit :

➤ Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

➤ Avec :

➤ λ_g : L'élanement géométrique du poteau

➤ b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

D 'où :

$$A_t^{min} = 0.3\% t b_1$$

En zone nodale (St = 10cm) :

- Poteau de (40×40) cm²A_t= 0.003 ×10 ×40 = 1.20 cm².
- Poteau de (30×30) cm²A_t= 0.003 ×10 ×30 = 0.90cm².

Soit un cadre et un losange de $\Phi 8$ St=0,50x4= 2 cm².

En zone courante (St = 15cm):

- Poteau de (40×40) cm²A_t= 0.003 ×15 ×40 = 1.8 cm².
- Poteau de (30×30) cm²A_t= 0.003 ×15 ×30 = 1.35 cm².

Soit un cadre et un losange de $\Phi 8$ St=0,50x4= 2 cm².

VI-1-5) Etape de calcul des armatures longitudinales :**Etape de calcul en flexion composée:****N : effort de traction**

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est **partiellement tendue (S.P.T)**.

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Alors la section est **entièrement tendue (S.E.T)**.

N : effort de compression

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est **partiellement comprimée (S.P.T)**.

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

► Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A₁ et A₁'

$$\mu_l = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

► Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

✓ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

✓ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c) - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

VI-1-6) Vérification à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

i) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

ii) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

• Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

-Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s(V_1 - c)^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

VI-1-7) Comparaison entre la méthode de calcul manuel et socotec :

a) Exemple de calcul manuel :

Pot 40x40 :

$M_{\max} = 32,705 \text{ KN.m}$ → $N_{\text{cor}} = 34,65 \text{ KN}$ (effort de compression).

Situation accidentelle : $f_{bu} = 18,48 \text{ Mpa}$.

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{32,705}{34,65} = 0,94 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,175 \text{ m} \implies \text{section partiellement comprimée.}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = 32,705 + 34,65 \times \left(\frac{0,4}{2} - 0,025 \right) = 38,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{38,77 \times 10^6}{400 \times (375^2) \times 18,48} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA}) \implies \beta = 0,9815$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3877 \times 10^3}{0,9815 \times 37,5 \times 400 \times 10^2} = 2,63 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2,63 - \frac{34,65 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1,763 \text{ cm}^2$$

b)Exemple de calcul avec socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

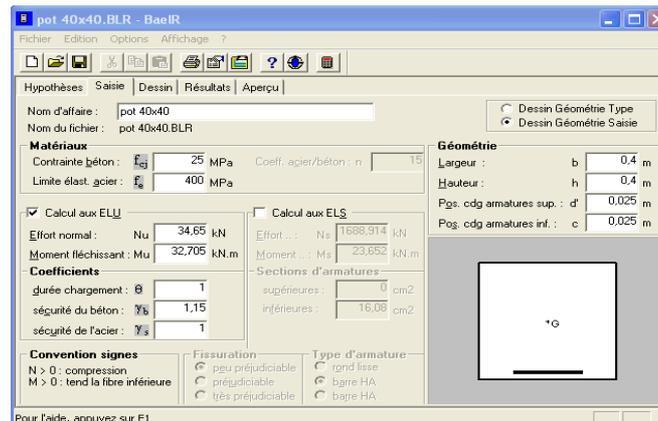


Fig.VI-1-2 caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats.

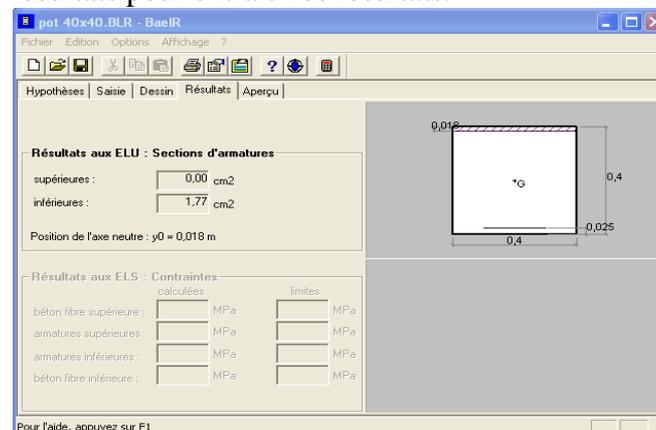


Fig.VI-1-3) ferrillage donné par SOCOTEC

Finalement pour lire nos valeurs dans un fichier on clique sur Aperçu.

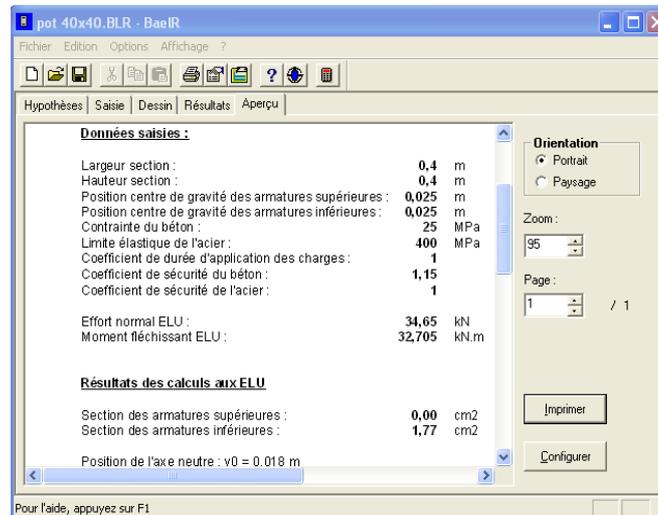


Fig.VI-1-4) fichier résultat

Fichier résultats :

Données saisies :

Largeur section : **0,4** m
 Hauteur section : **0,4** m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,025** m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,025** m
 Contrainte du béton : **25** MPa
 Limite élastique de l'acier : **400** MPa
 Coefficient de durée d'application des charges : **1**
 Coefficient de sécurité du béton : **1,15**
 Coefficient de sécurité de l'acier : **1**
 Effort normal ELU : **34,65** kN
 Moment fléchissant ELU : **32,705** kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : **0,00** cm²
 Section des armatures inférieures : **1,77** cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,018$ m

C) Conclusion :

On a fait un calcul manuel et après consultation de logiciel socotec, on a trouvé le même résultat.

VI-1-8) Calcul du ferrillage des poteaux :

Le ferrillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Tableau VI-9) Les résultats de socotec pour le ferrillage des poteaux

Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm ²)	obs	A _s ' cm ²	A _s cm ²	A _{tot} cm ²	A _{min} cm ²	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
S.soIRDC1,2, 3et 4^{eme} étage	N _{max} = -1373,38	M _{cor} = 0,827	durable	40 X 40	SEC	0	0	0	12,8	14,19	4 HA 16 + 4 HA 14
	N _{min} = -0,44	M _{cor} = 2,232	acc		SPC	0	0,14	0,28			
	N _{max} = +7,4	M _{cor} = 8,969	acc		SPT	0	0,50	1,0			
	N _{min} = +0,71	M _{cor} = 13,035	acc		SPT	0	0,87	1,74			
	N _{cor} = -34,65	M _{max} = 32,705	acc		SPC	0	1,77	3,54			
4,5,6,7,8 et 9^{eme} étage	N _{max} = -438,76	M _{cor} = 4,735	durable	30 X 30	SEC	0	0	0	7,2	10,67	4 HA 14 + 4 HA 12
	N _{min} = -19,02	M _{cor} = 3,057	acc		SPC	0	0,02	0,04			
	N _{cor} = -114,11	M _{max} = 19,593	acc		SPC	0	0,36	0,72			

Remarque :

M_{cor} : Maximum entre M_{2cor} et M_{3cor} de N.

A_{tot} : la section d'acier de quatre coté de poteau (A_{tot} = A_s x2)

VI-1-9) Vérifications à l'ELU :**➤ Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

❖ Poteaux 40x40 :

$$\tau_b = \frac{16,44}{400 \times 375 \times 1000} = 1,1 \times 10^{-7} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \ll \tau_{bu}$$

❖ Poteaux 30x30 :

$$\tau_b = \frac{13,21}{300 \times 375 \times 1000} = 1,17 \times 10^{-7} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \ll \tau_{bu}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}.$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max\{68,40,40,60\text{cm}\}$$

On aura : $\hat{h} = 68\text{ cm}$

$$L' = 2h = 2 \times 30 = 60\text{ cm}$$

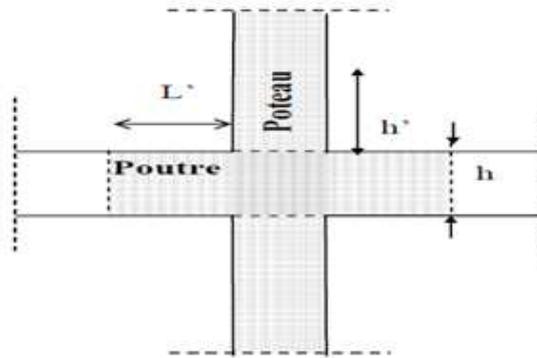


fig.vi-1-5) la zone nodale des poteaux

VI-1-10) Vérification à l'ELS:

A l'aide de logiciel SOCOTEC on vérifie les contraintes.

Tableau VI-10) vérification pour le béton :

section	Ns	Ms(KN.m)	e(m)	h/6	Nature	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
40 X 40	$N_{max} =$ -968,58	$M_{cor} =$ -0,576	0,00059	0,066	SEC	5,4	5,3	15	condition vérifiée
	$N_{min} =$ -23,68	$M_{cor} =$ 9,462	0,3995	0,066	SPC	1,1	0,0	15	condition vérifiée
	$N_{cor} =$ -41,69	$M_{max} =$ 21,309	0,5111	0,066	SPC	2,4	0,0	15	condition vérifiée
30 X 30	$N_{max} =$ -315,87	$M_{cor} =$ -3,359	0,01063	0,05	SEC	3,5	2,4	15	condition vérifiée
	$N_{min} =$ -34,52	$M_{cor} =$ -13,841	0,40084	0,05	SPC	3,3	0,0	15	condition vérifiée
	$N_{cor} =$ -34,52	$M_{max} =$ -13,841	0,40084	0,05	SPC	3,3	0,0	15	condition vérifiée

Tableau VI-11) vérification pour l'acier:

section	Ns	Ms(KN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
40 X 40	$N_{max} =$ -968,58	$M_{cor} =$ -0,576	80,70	79,60	348	condition vérifiée
	$N_{min} =$ -23,68	$M_{cor} =$ 9,462	13,3	0,0	348	condition vérifiée
	$N_{cor} =$ -41,69	$M_{max} =$ 21,309	29,10	0,0	348	condition vérifiée
30 X 30	$N_{max} =$ -315,87	$M_{cor} =$ -3,359	51,50	37,90	348	condition vérifiée
	$N_{min} =$ -34,52	$M_{cor} =$ -13,841	38,50	0,0	348	condition vérifiée
	$N_{cor} =$ -34,52	$M_{max} =$ -13,841	38,50	0,0	348	condition vérifiée

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Poteaux 40x40 :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 40 \times 37.5}{400} \times \left[\frac{0.51 - 0.455 \times 0.375}{0.51 - 0.185 \times 0.375} \right] = 1,40 \text{ cm}^2$$

Poteaux 30x30 :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 27.5}{400} \times \left[\frac{0.40 - 0.455 \times 0.275}{0.40 - 0.185 \times 0.275} \right] = 0,78 \text{ cm}^2$$

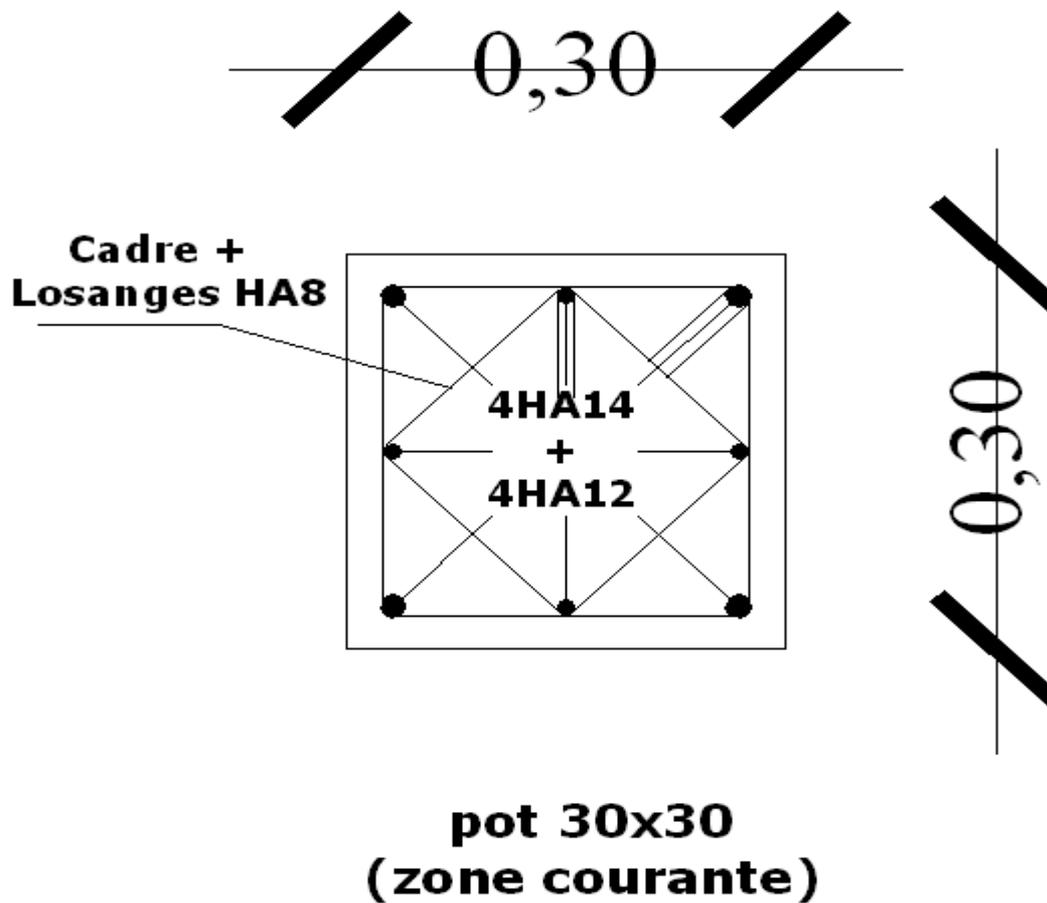
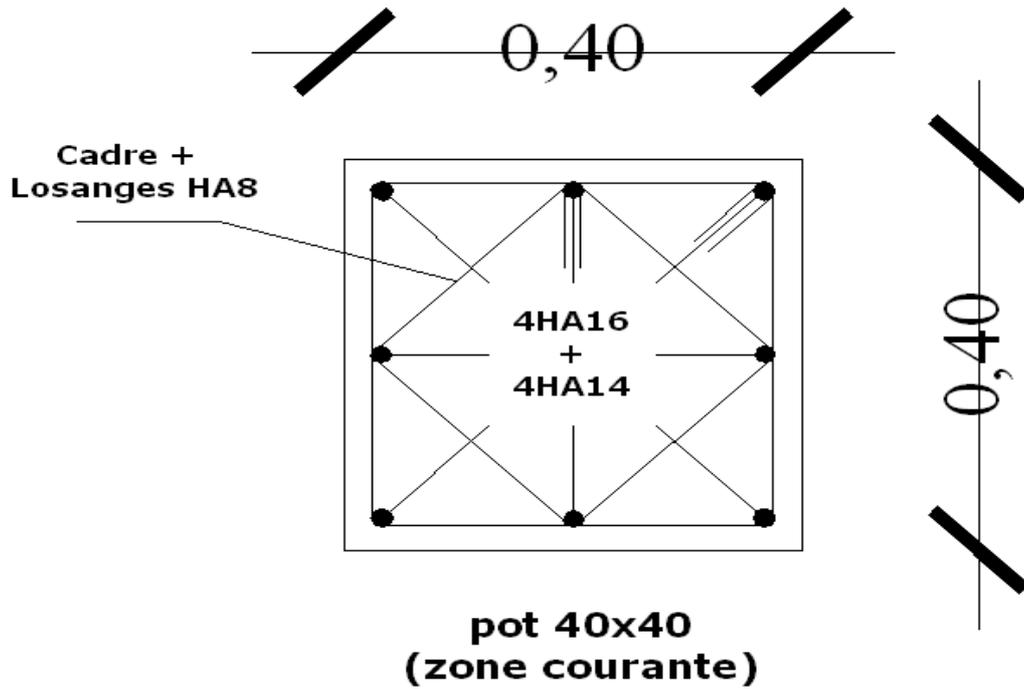
VI-1-11) Conclusion :

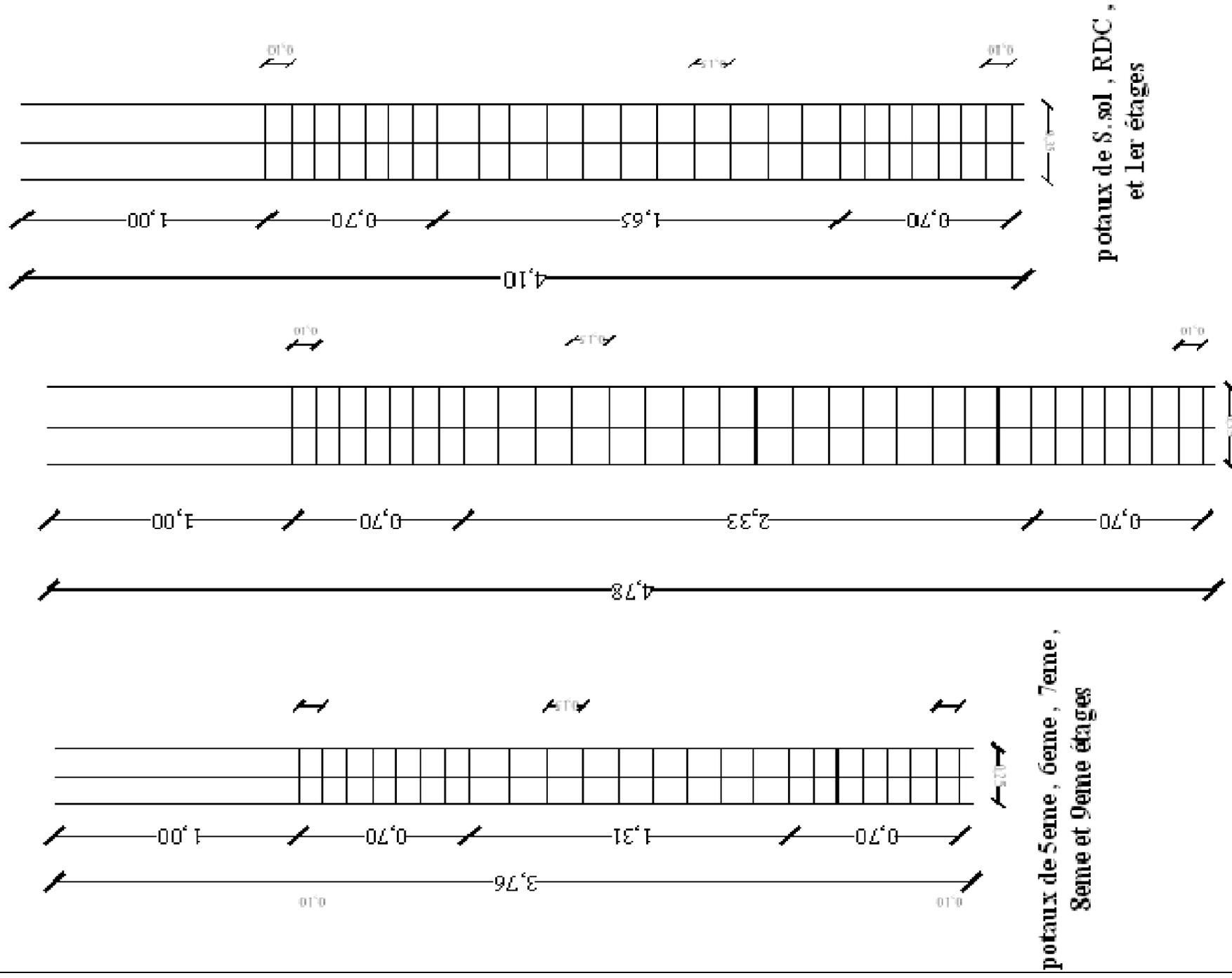
❖ **Poteaux (40X40) cm² :**

La section totale est de **4 HA16 + 4 HA14 = 14,19 cm²** > $A_{s \text{ min}} = 1,40 \text{ cm}^2$.

❖ **Poteaux (30X30) cm² :**

La section totale est de **4 HA14 + 4 HA12 = 10,67 cm²** > $A_{s \text{ min}} = 0,78 \text{ cm}^2$.





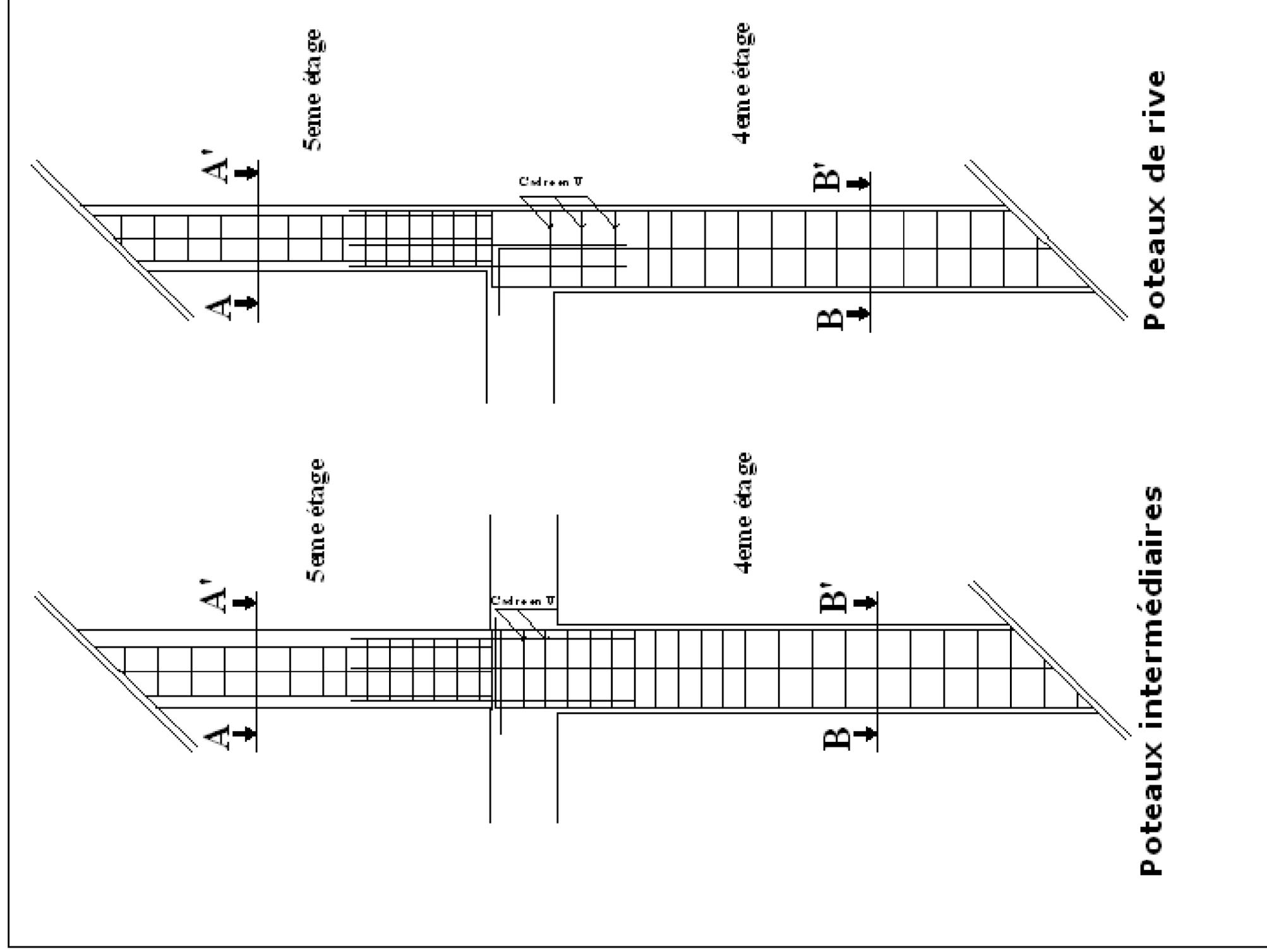
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI-Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par: Mr ME CHICHE

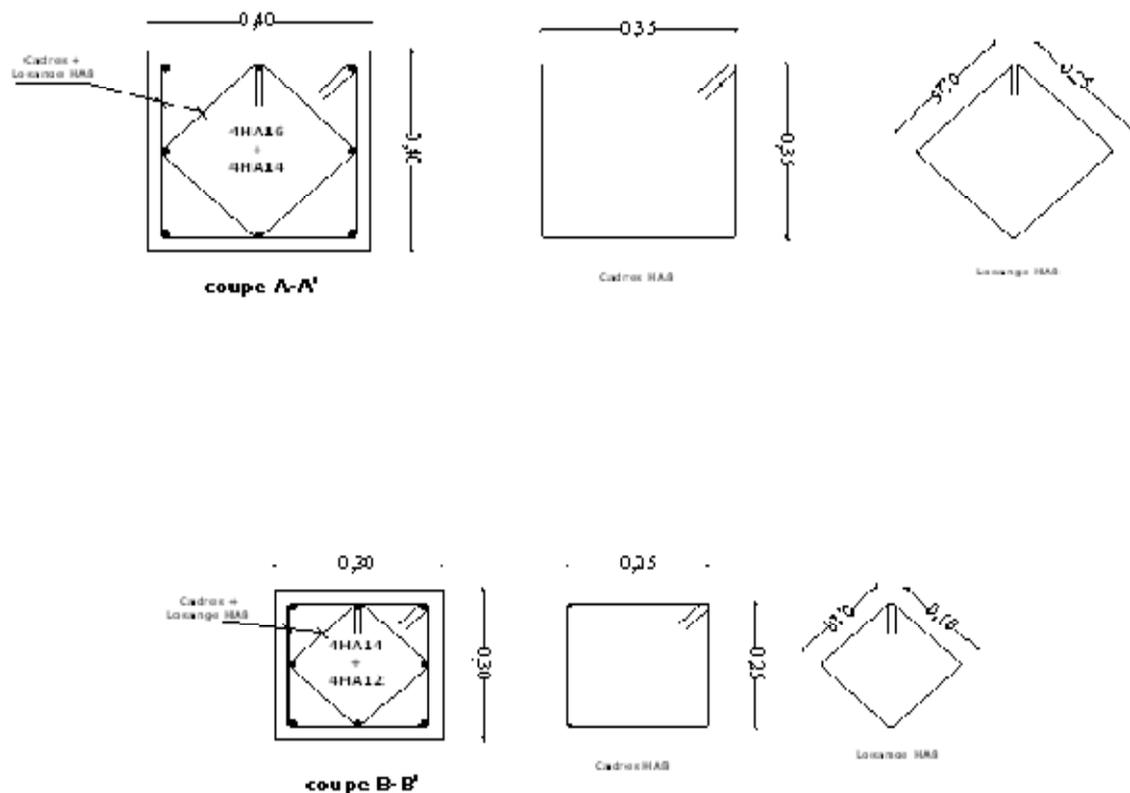
N° : 02

Etudier par:
 Mr Loumas Saïd
 Me Loumas Née Houari Karima

Titre :
 Encadrement des poteaux



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université MOULOU D MAMMERI-Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Encadré par: Mr ME CHICHE	N° : 03
Etudier par: Mr Loumas Saïd Me Loumas Née Hourri Karima	Titre : Ferrailage des poteaux



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU MAMMERI-Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par: Mr MECHICHE

N° : 04

Etudier par:
 Mr Lourmas Saïd
 Me Lourmas Née Houari Kaima

Titre:
 Coupes de ferrailage des poteaux:

VI-2) Ferrailage des poutres :**VI-2-1) Introduction :**

Le ferrailage des poutres s'effectuera à partir de logiciel SOCOTEC et à partir d'étabs on extrait les efforts internes.

VI-2-2) Les situations à considérer :

Les poutres sont calculés en flexion simple sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

	γ_s	θ	f28 (Mpa)	fbu(Mpa)	Fe(Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	1	25	18,48	400	400

VI-2-3) Les combinaisons à considérer :

- | | |
|-----------------|------------------|
| 1) 1,35G + 1,5Q | ELU(BAEL91) |
| 2) G + Q | ELS(BAEL91) |
| 3) 0,8 G ± E | RPA99 (mod 2003) |
| 4) G + Q ± E | RPA99 (mod 2003) |

VI-2-4) Recommandation du RPA version 2003 :**a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1/RPA2003):**

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

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ **En zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

⇒ **En zone de recouvrement :**

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (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 cadres par nœud.

a- Armatures transversales (Art 7.5.2.2/RPA2003):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale .}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement .}$$

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

VI-2-6) Etape de calcul des armatures longitudinales :

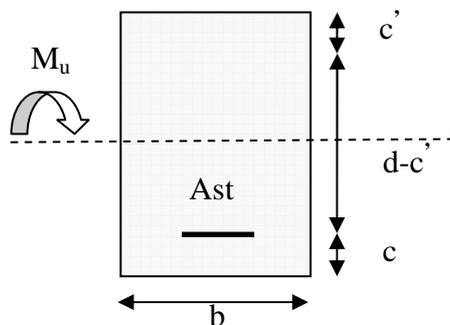
Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus (sans armatures comprimées ($A's = 0$)) :



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

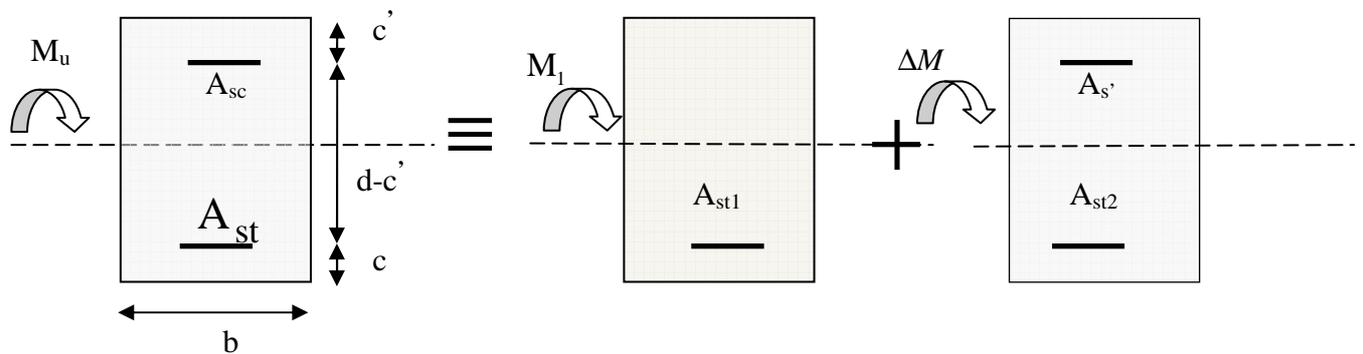
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A_{sc} = 0.$$

2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

C à d la section comprendra les armatures comprimées ($A's \neq 0$) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives :



Calcul de M_l :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_l \Rightarrow M_u = M_l + \Delta M$$

$$\text{Avec : } \Delta M = \Delta A_{sct} \times \sigma_{st} \times (d - c)$$

$$A_{sc} = 0 + \Delta A_{st}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{st}$$

$$\Delta A_{st} = \Delta A_{sc} = \frac{\Delta M}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c')}$$

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times \beta_l \times d} \Rightarrow A_{st} = \frac{\Delta M}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c')} + \frac{M_l}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times \beta_l \times d}$$

VI-2-7) Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuer sont :

a) **La condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

b) **L'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

c) **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

d) **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

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

e) **Ancrage des barres (Art. A.6.1,23/BAEL91):**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} \\ L_S = 40 \Phi \end{array} \right.$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S$$

VI-2-8) Vérification à l'ELS :

a- **État limite de compression du béton :**

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

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}$$

$$\Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \Rightarrow \beta \text{ et } K$$

b- **État limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

c- État limite de déformation du béton :

On doit vérifier la flèche admissible comme suit :(**BAEL99 (Art.6.5.2)**).

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{MPa}$$

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\text{(Pourcentage d'armatures). } \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

$$\text{Calcul des coefficients : } \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,0084}{\rho} \quad ; \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

VI-2-9) Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VI-1) Ferrailage des poutres principales :

Niv	Appuis Travée	Section (cm ²)	M _u (KN.m)	situation	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
Etagé Courant	1	25 X	M _u = 56,671	ELU	6,77	0	3,75	10,65	3HA16+3HA14
	1-2		M _u = 30,029	ELU	3,34	0		6,03	3HA16
	2		M _u = 61,651	acc	6,23	0		10,65	3HA16+3HA14
	2-3		M _u = 41,011	acc	3,99	0		6,03	3HA16
	3		M _u = 61,651	acc	6,23	0		10,65	3HA16+3HA14
	3-4		M _u = 26,412	ELU	2,92	0		6,03	3HA16
	4		M _u = 58,831	ELU	7,07	0		10,65	3HA16+3HA14
	4-5		M _u = 27,804	ELU	3,08	0		6,03	3HA16
	5		M _u = 56,968	ELU	6,81	0		10,65	3HA16+3HA14
Terrasse	1	30	M _u = 44,941	acc	4,40	0	3,75	6,03	3HA16
	1-2		M _u = 20,077	acc	1,88	0		6,03	3HA16
	2		M _u = 58,674	acc	5,90	0		6,03	3HA16
	2-3		M _u = 41,248	acc	4,01	0		6,03	3HA16
	3		M _u = 58,674	acc	5,90	0		6,03	3HA16
	3-4		M _u = 18,232	ELU	1,98	0		6,03	3HA16
	4		M _u = 44,875	ELU	5,19	0		6,03	3HA16
	4-5		M _u = 25,278	acc	2,39	0		6,03	3HA16
	5		M _u = 39,466	acc	3,82	0		6,03	3HA16

Tableau VI-2) Ferrailage des poutres secondaires

Niv	Appuis Travée	Section (cm ²)	M _u (KN.m)	situation	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
Etage Courant	A	25 X 30	M _u = 29,337	acc	2,79	0	3,75	4,62	3HA14
	A-B		M _u = 29,237	acc	2,78	0		4,62	3HA14
	B		M _u = 60,258	acc	6,08	0		8,01	3HA14+3HA12
	B-C		M _u = 58,67	acc	5,90	0		8,01	3HA14+3HA12
	C		M _u = 60,258	acc	6,08	0		8,01	3HA14+3HA12
	C-D		M _u = 22,757	acc	2,14	0		4,62	3HA14
	D		M _u = 35,45	acc	3,41	0		4,62	3HA14
	D-E		M _u = 22,896	acc	3,41	0		4,62	3HA14
	E		M _u = 59,855	acc	6,03	0		8,01	3HA14+3HA12
	E-F		M _u = 58,281	acc	5,85	0		8,01	3HA14+3HA12
	F		M _u = 59,855	acc	6,03	0		8,01	3HA14+3HA12
	F-G		M _u = 31,381	acc	3,00	0		4,62	3HA14
	G		M _u = 32,195	acc	3,08	0		4,62	3HA14
	Terrasse		A	M _u = 29,791	acc	2,84		0	4,62
A-B		M _u = 29,713	acc	2,83	0	4,62	3HA14		
B		M _u = 52,501	acc	5,21	0	8,01	3HA14+3HA12		
B-C		M _u = 51,486	acc	5,10	0	8,01	3HA14+3HA12		
C		M _u = 52,501	acc	5,21	0	8,01	3HA14+3HA12		
C-D		M _u = 20,423	acc	1,92	0	4,62	3HA14		
D		M _u = 30,54	acc	2,91	0	4,62	3HA14		
D-E		M _u = 20,765	acc	1,95	0	4,62	3HA14		
E		M _u = 52,07	acc	5,17	0	8,01	3HA14+3HA12		
E-F		M _u = 51,069	acc	5,06	0	8,01	3HA14+3HA12		
F		M _u = 52,07	acc	5,17	0	8,01	3HA14+3HA12		
F-G		M _u = 31,194	acc	2,98	0	4,62	3HA14		
G		M _u = 30,379	acc	2,90	0	4,62	3HA14		

VI-2-10) Vérification du ferrailage:**Tableau VI-3) Vérification aux poutres principales:**

Niv	Appuis Travée	Section (cm ²)	M _s (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Observation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Etage Courant	1	25 X	Ms =39,592	10,3	15	C V	161,4	348	C V
	1-2		Ms =20,895	6,4		C V	145,3		C V
	2		Ms =39,592	10,3		C V	161,4		C V
	2-3		Ms =18,587	5,7		C V	129,2		C V
	3		Ms =41,045	10,6		C V	167,4		C V
	3-4		Ms =18,401	5,6		C V	127,9		C V
	4		Ms =41,045	10,6		C V	167,4		C V
	4-5		Ms =19,327	5,9		C V	134,4		C V
	5		Ms =39,93	10,3		C V	162,8		C V
Terrasse	1	30	Ms =31,06	9,5	15	C V	216,0	348	C V
	1-2		Ms =14,345	4,4		C V	99,7		C V
	2		Ms =31,06	9,5		C V	216,0		C V
	2-3		Ms =13,152	4		C V	91,4		C V
	3		Ms =31,982	9,8		C V	222,4		C V
	3-4		Ms =13,013	4		C V	90,5		C V
	4		Ms =31,982	9,8		C V	222,4		C V
	4-5		Ms =14,161	4,3		C V	98,5		C V
	5		Ms =27,688	8,5		C V	192,5		C V

Tableau VI-4) Vérification aux Poutres secondaire:

Niv	Appuis Travée	Section (cm ²)	M _s (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Obs	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Etage Courant	A	25x30	Ms=14,048	4,7	15	C V	125,6	348	C V
	A-B		Ms=6,333	2,1		C V	56,6		C V
	B		Ms=17,786	5,0		C V	94,7		C V
	B-C		Ms=16,24	4,6		C V	86,5		C V
	C		Ms=17,786	5,0		C V	94,7		C V
	C-D		Ms=3,617	1,2		C V	32,3		C V
	D		Ms=10,837	3,6		C V	96,9		C V
	D-E		Ms=3,818	1,3		C V	34,1		C V
	E		Ms=16,997	4,8		C V	90,5		C V
	E-F		Ms=15,46	4,3		C V	82,3		C V
	F		Ms=16,997	4,8		C V	90,5		C V
	F-G		Ms=6,371	2,1		C V	57,0		C V
	G		Ms=13,819	4,6		C V	123,6		C V
Terrasse	A	25x30	Ms=15,124	5,1	15	C V	135,2	348	C V
	A-B		Ms=7,617	2,5		C V	68,1		C V
	B		Ms=18,867	5,3		C V	100,4		C V
	B-C		Ms=17,878	5,0		C V	95,2		C V
	C		Ms=18,867	5,3		C V	100,4		C V
	C-D		Ms=3,917	1,3		C V	35,0		C V
	D		Ms=10,135	3,4		C V	90,6		C V
	D-E		Ms=3,476	1,2		C V	31,1		C V
	E		Ms=18,032	5,1		C V	96,0		C V
	E-F		Ms=17,052	4,8		C V	90,8		C V
	F		Ms=18,032	5,1		C V	96,0		C V
	F-G		Ms=7,831	2,6		C V	70,0		C V
	G		Ms=14,963	5,0		C V	133,8		C V

VI-2-11) Vérification du BAEL 91 à l'ELU :**1) Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$\text{PP} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2.1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{PS} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2.1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou : PP} \rightarrow A_s = 6,03 > A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{PS} \rightarrow A_s = 4.62 > A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

2) Vérification de l'adhérence des barre au niveau des appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres

a- Sens principal :

$$V_u = 78,67 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1,6 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{78,67 \times 10^3}{0.9 \times 0.275 \times 0.2826} = 1,12 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.

b- Sens secondaire:

$$V_u = 112,18 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24,50 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{112,18 \times 10^3}{0.9 \times 0.275 \times 0.2450} = 1,85 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

3) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

a- Sens principal:

$$V_u = 78,67 \text{ KN} \times 10^{-3}$$

$$\tau_u = \frac{78,67 \times 10^3}{0.25 \times 0.275} = 1,14 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens secondaire:

$$V_u = 112,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{112,18 \times 10^3}{0.25 \times 0.275} = 1,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**a- Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

- Sens principal :

$$V_u = 78,67 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.275 \times 0.25 \times 25 \times \frac{10^{-3}}{1,5} = 412,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens secondaire :

$$V_u = 112,18 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.275 \times 0.25 \times 25 \times \frac{10^{-3}}{1,5} = 412,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Influence sur les armatures :

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

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) < 0 \quad \text{La vérification n'est pas nécessaire.}$$

Tableau VI-5) Influence sur les armatures pour les poutres principales :

étages	appuis	M _u (KN.m)	V _u (Kn)	0.003×(V _u + M _u /0.9 d)	A _{min}	observation
Étage courant	1	-56,671	78,67	-4,509	3,75 cm ²	✓
	2	-61,651	56,96	-5,764		✓
	3	-61,651	56,96	-5,764		✓
	4	-58,831	78,20	-4,785		✓
	5	-56,968	75,35	-4,644		✓
terrasse	1	-44,941	30,49	-4,532		✓
	2	-58,674	50,85	-5,586		✓
	3	-58,674	50,85	-5,586		✓
	4	-44,875	57,23	-3,722		✓
	5	-39,466	44,26	-3,455		✓

Tableau VI-6) Influence sur les armatures pour Poutres principales :

étages	appuis	M _u (KN.m)	V _u (Kn)	0.003×(V _u + M _u /0.9 d)	A _{min}	observation
Étage courant	A	-29,337	13,45	-3,152	3,75 cm ²	✓
	B	-60,258	106,66	-4,104		✓
	C	-60,258	106,66	-4,104		✓
	D	-35,45	33,71	-3,285		✓
	E	-59,855	43,03	-5,964		✓
	F	-59,855	43,03	-5,964		✓
	G	-23,195	30,79	-1,887		✓
terrasse	A	-29,791	27,34	-2,790		✓
	B	-52,501	92,68	-3,583		✓
	C	-52,501	92,68	-3,583		✓
	D	-30,540	26,89	-2,895		✓
	E	-52,070	26,41	-5,519		✓
	F	-52,070	26,41	-5,519		✓
	G	-30,379	15,90	-3,205		✓

5) Ancrage des barres :**Poutres secondaires :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm} \\ L_S = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 56 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_{cr} = 0.4L_S = 0.4 \times 56 = 22,5 \text{cm}$$

$$\text{soit } L_{cr} = 25 \text{cm}$$

Poutres principales :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{16 \times 400}{4 \times 2.835} = 56,44 \text{ m} \\ L_S = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L_S = 64 \text{ cm} \implies L_{cr} = 0.4L_S = 0.4 \times 64 = 25,6 \text{ cm}$$

$$\text{soit } L_{cr} = 25 \text{ cm}$$

6) État limite de déformation de la flèche :

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

➤ Calcul de la flèche :

On doit vérifier la flèche admissible comme suit :(**BAEL99 (Art.6.5.2)**)

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\text{(Pourcentage d'armatures). } \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

$$\text{Calcul des coefficients : } \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,0084}{\rho} \quad ; \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux ci-après.

➤ **Tableau VI-7) Vérification de la flèche dans les poutres Principales :**

Niv	travées	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm ²)	ρ	λv	σs(Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)	f̄(mm)	obs.
Etage courant	1-2	20,895	350	10818,87	6,03	0,0087	0,9577	145,3	0,4894	70382,813	52713,3064	4,48824	7	vérifier
	2-3	18,587	340		6,03	0,0087	0,9577	129,2	0,4459	70382,813	54251,4857	3,6607	6,8	vérifier
	3-4	18,401	340		6,03	0,0087	0,9577	127,9	0,4420	70382,813	54391,5171	3,61481	6,8	vérifier
	4-5	19,327	340		6,03	0,0087	0,9577	134,4	0,4607	70382,813	53716,8178	3,84441	6,8	vérifier
Terrasse	1-2	14,345	350		6,03	0,0087	0,9577	99,7	0,3434	70382,813	58256,4369	2,78811	7	vérifier
	2-3	13,152	340		6,03	0,0087	0,9577	91,4	0,3074	70382,813	59809,1331	2,34963	6,8	vérifier
	3-4	13,013	340		6,03	0,0087	0,9577	90,5	0,3033	70382,813	59993,1259	2,31767	6,8	vérifier
	4-5	14,161	340		6,03	0,0087	0,9577	98,5	0,3385	70382,813	58466,0431	2,58801	6,8	vérifier

➤ **Tableau VI-8) Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :**

Niv	travées	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm ²)	ρ	λv	σs(Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)	f̄(mm)	obs.
Etage courant	A-B	6,333	360	10818,87	4,62	0,00672	1,25	56,6	0	67078,125	73785,937	1,02815	7,2	vérifier
	B-C	16,24	360		8,01	0,0116	0,72	86,5	0,4006	75023,437	64031,649	3,03818	7,2	vérifier
	C-D	3,617	330		4,62	0,00672	1,25	32,3	0	67078,125	73785,937	0,49342	6,6	vérifier
	D-E	3,818	330		4,62	0,00672	1,25	34,1	0	67078,125	73785,937	0,52084	6,6	vérifier
	E-F	15,46	360		8,01	0,0116	0,72	82,3	0,380	75023,437	64747,582	2,86028	7,2	vérifier
	F-G	6,371	340		4,62	0,00672	1,25	57	0	67078,125	73785,937	0,92259	6,8	vérifier
Terrasse	A-B	7,617	360		4,62	0,00672	1,25	68,1	0,065	67078,125	68240,452	1,33710	7,2	vérifier
	B-C	17,878	360		8,01	0,0116	0,72	95,2	0,437	75023,437	62727,062	3,41418	7,2	vérifier
	C-D	3,917	330		4,62	0,00672	1,25	35	0	67078,125	73785,937	0,53435	6,6	vérifier
	D-E	3,476	330		4,62	0,00672	1,25	31,1	0	67078,125	73785,937	0,47418	6,6	vérifier
	E-F	17,052	360		8,01	0,0116	0,72	90,8	0,4195	75023,437	63359,262	3,22395	7,2	vérifier
	F-G	7,831	340		4,62	0,00672	1,25	70	0,0770	67078,125	67307,258	1,24317	6,8	vérifier

7) Armatures transversales :**a) Espacement des armatures transversales :****- Sens principal :****- Zone nodale :**

$$S_t \leq \left(\min \frac{h}{4}, 12\Phi \right)$$

$$S_t \leq \min(7.5 ; 19.2) = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

- Sens secondaire :**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5 ; 16.8) = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

$$L' = 2xh = 30 \times 2 = 60 \text{ cm}$$

L' : la longueur de la zone nodale.

H : la hauteur de la poutre.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

$$L' = 2xh = 30 \times 2 = 60 \text{ cm}$$

b) La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

Sens principal :

$$A_t = 0.003 \times 7 \times 25 = 0,53 \text{ cm}^2$$

Soit cadre + épingle HA8 $A = 2 \text{ cm}^2$

Sens secondaire :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

Soit cadre + épingle HA8 $A = 2 \text{ cm}^2$

8) longueur des chapeaux et de deuxièmes lits des armatures :(BAEL 91)**a) La longueur des chapeaux dans les appuis :****Appuis de rive :**

$$L_{\text{chap}} = \frac{L_{\text{entre âme}}}{4}$$

Appuis intermédiaire:

$$L_{\text{chap}} = \frac{L_{\text{entre âme}}}{5} \text{ a gauche} + \frac{L_{\text{entre âme}}}{5} \text{ a droite} + l_{\text{pot}}$$

a-1) Poutres principales :

$$\text{Appui 1 : } L_{\text{ch}} = \frac{3.10}{4} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Appui 2 : } L_{\text{ch}} = \frac{3.10}{5} + \frac{3.00}{5} + 0,4 = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{Appui 3 et 4 : } L_{\text{ch}} = \frac{3.00}{5} + \frac{3.00}{5} + 0,4 = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Appui 5: } L_{\text{ch}} = \frac{3.00}{4} = 0,75 \text{ m}$$

a-1-2) Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{\text{su}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{\text{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{\text{su}}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 56 \text{ cm}$$

$$L_{\text{cr}} = 0.4 L_S = 0.4 \times 56 = 22,4 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{\text{cr}} = 25 \text{ cm}$$

a-2) Poutres secondaires :

$$\text{Appui B : } L_{\text{ch}} = \frac{3.20}{10} + \frac{3.20}{10} + 0,4 = 1,05 \text{ m}$$

$$\text{Appui C et E : } L_{\text{ch}} = \frac{3.20}{10} + \frac{2.90}{10} + 0,4 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Appui F : } L_{\text{ch}} = \frac{3.20}{10} + \frac{2.90}{10} + 0,4 = 1 \text{ m}$$

a-2-2) Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi_{fe}}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_S = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

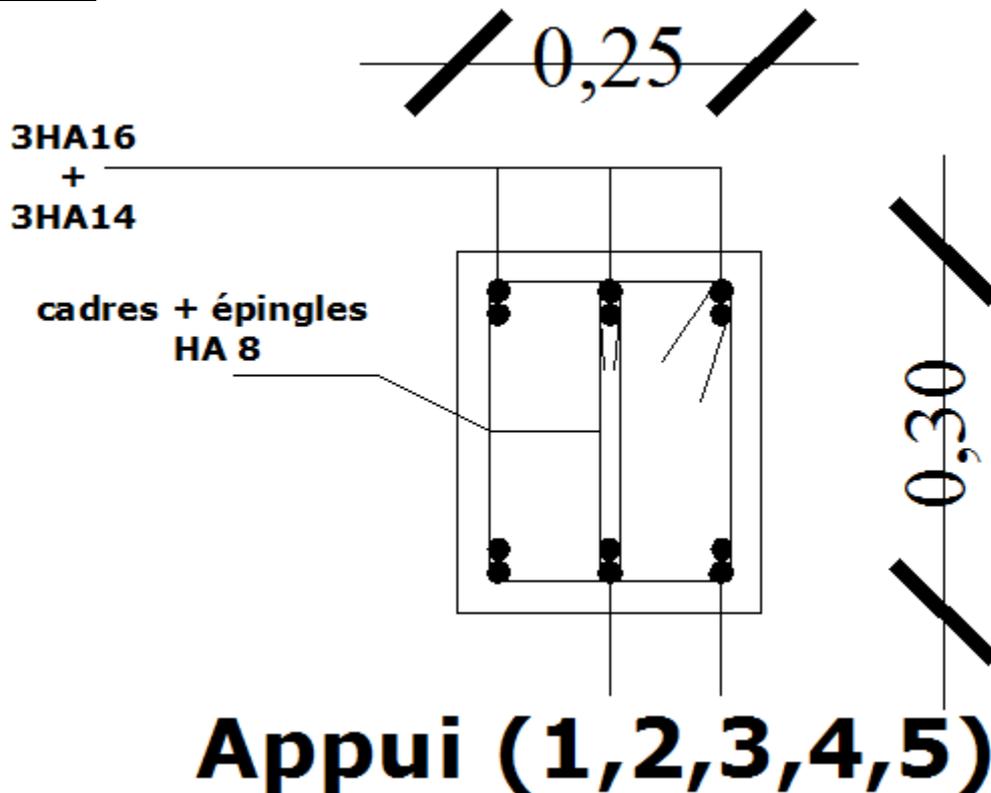
$$L_S = 48 \text{ cm}$$

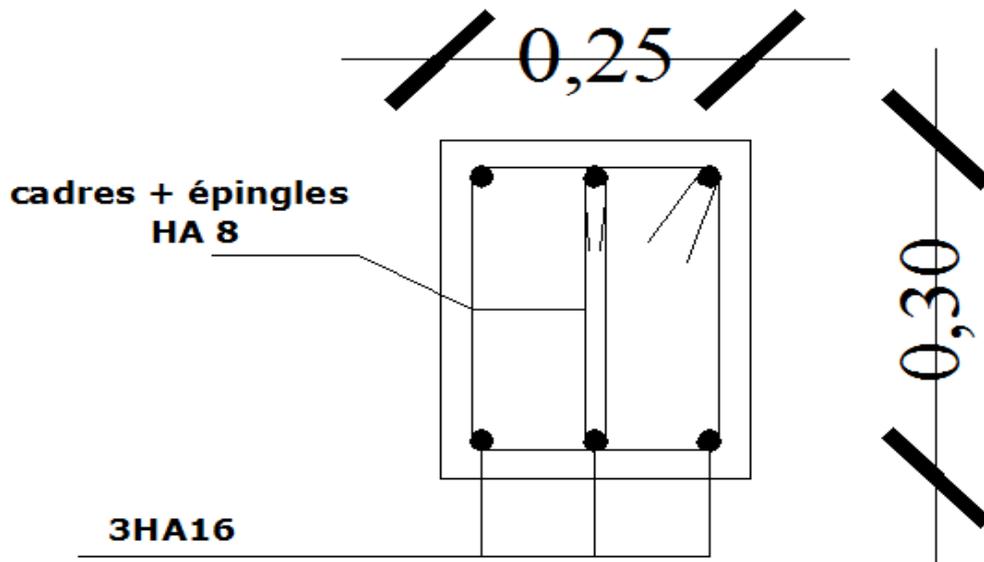
$$L_{cr} = 0.4L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm.}$$

b) La longueur de deuxième lit dans les travées :**Poutres secondaires :**

$$L_{lit} = L_{\text{entre âme}} - \frac{2 \times L_{\text{entre axe}}}{10}$$

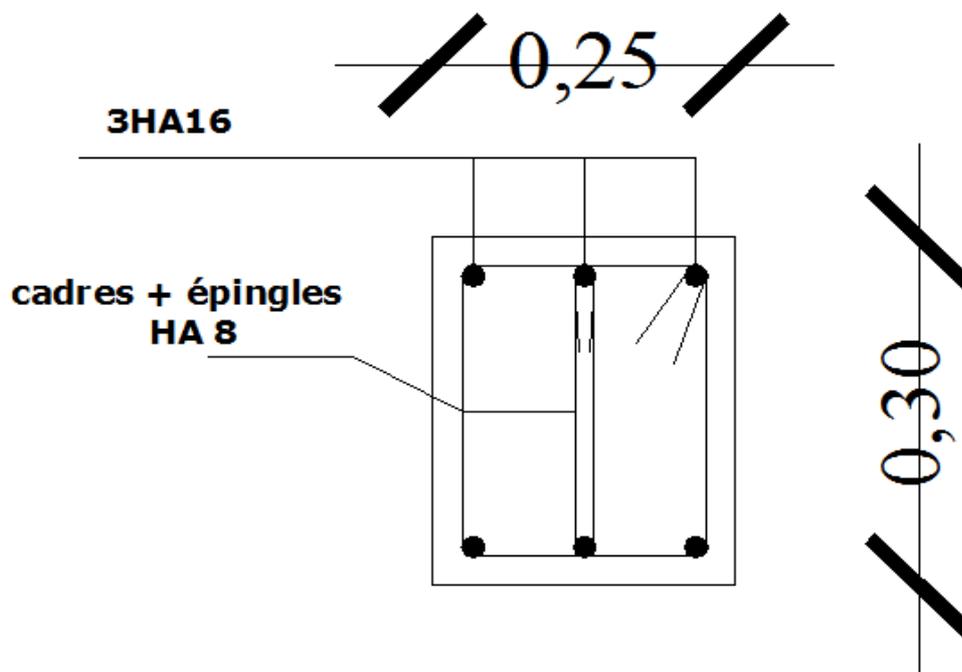
$$\text{Travée : E-F et B-C} \quad L_{lit} = 3,20 - \frac{2 \times 3,6}{10} = 2,50 \text{ m.}$$

VI-2-12) Schémas de ferraillage :**1) Poutres principales :****Étages courant :**

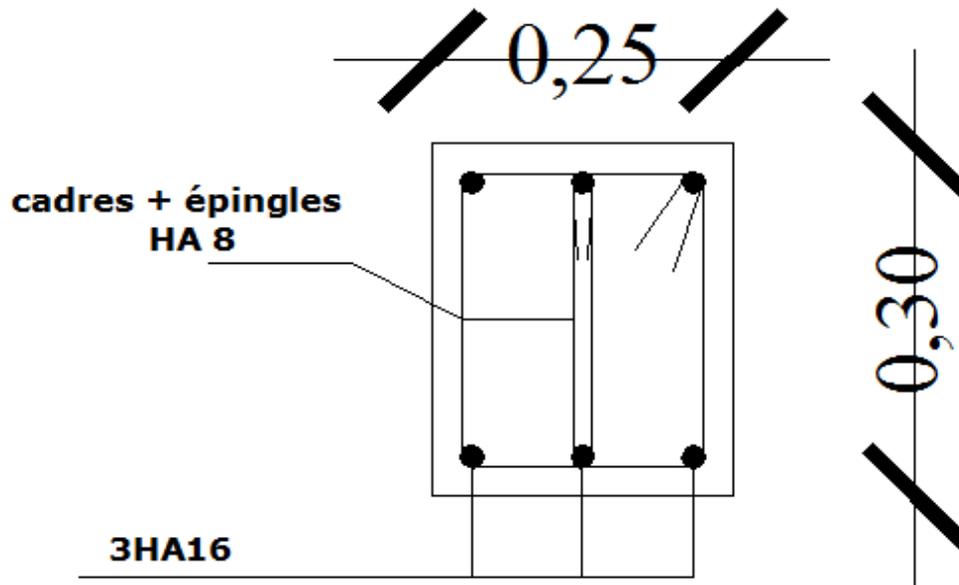


Travée (1-2,2-3,3-4,4-5)

Terrasse :



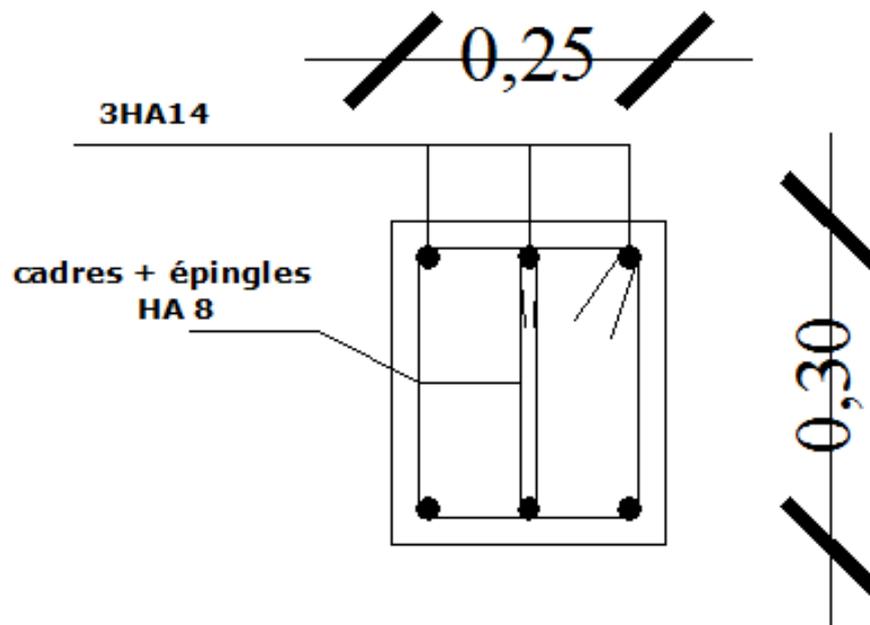
Appui (1,2,3,4,5)



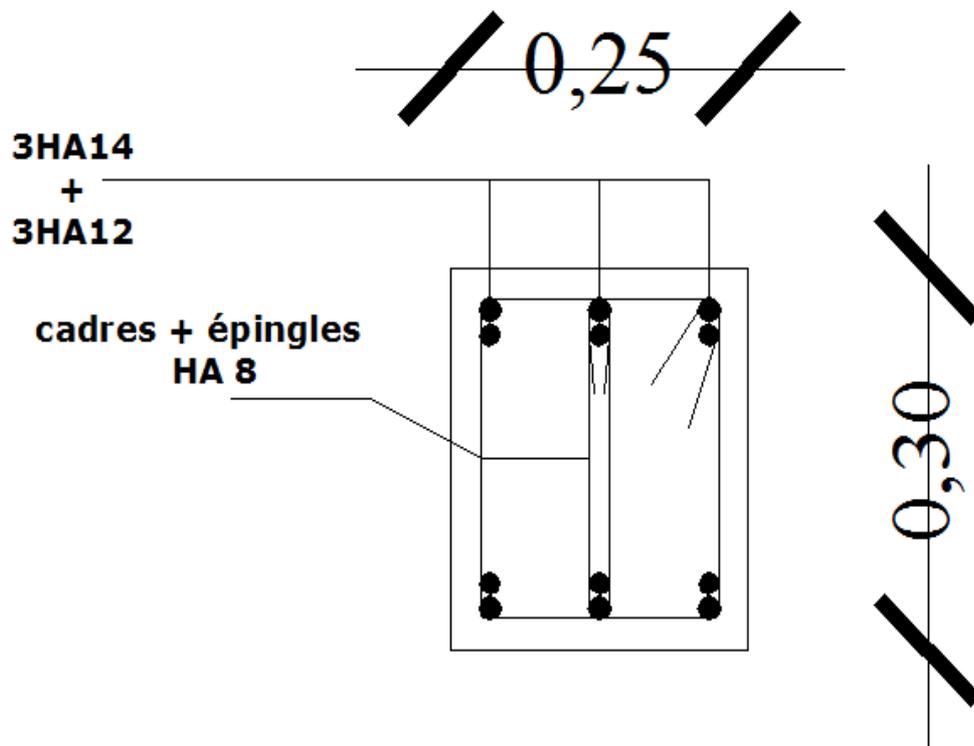
Travée (1-2,2-3,3-4,4-5)

2) Poutres secondaires :

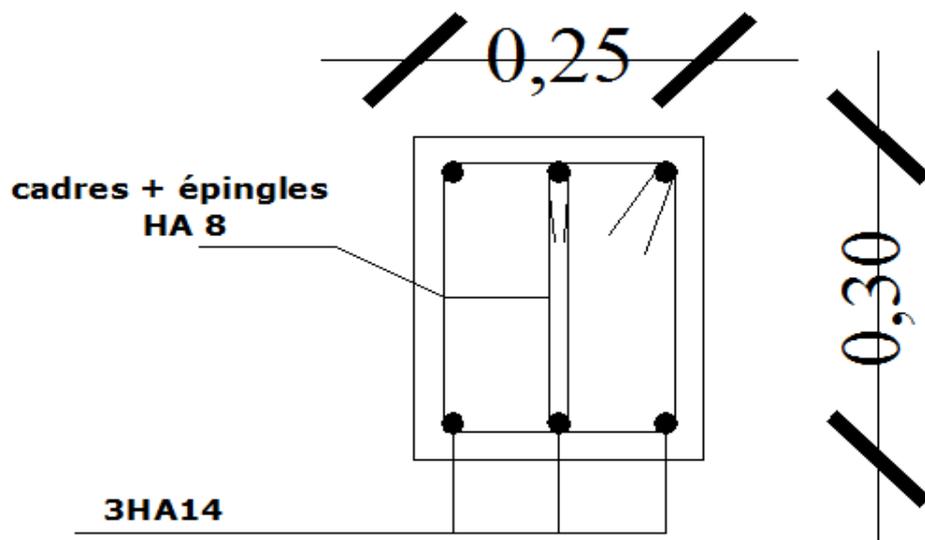
Étages courant et terrasse :



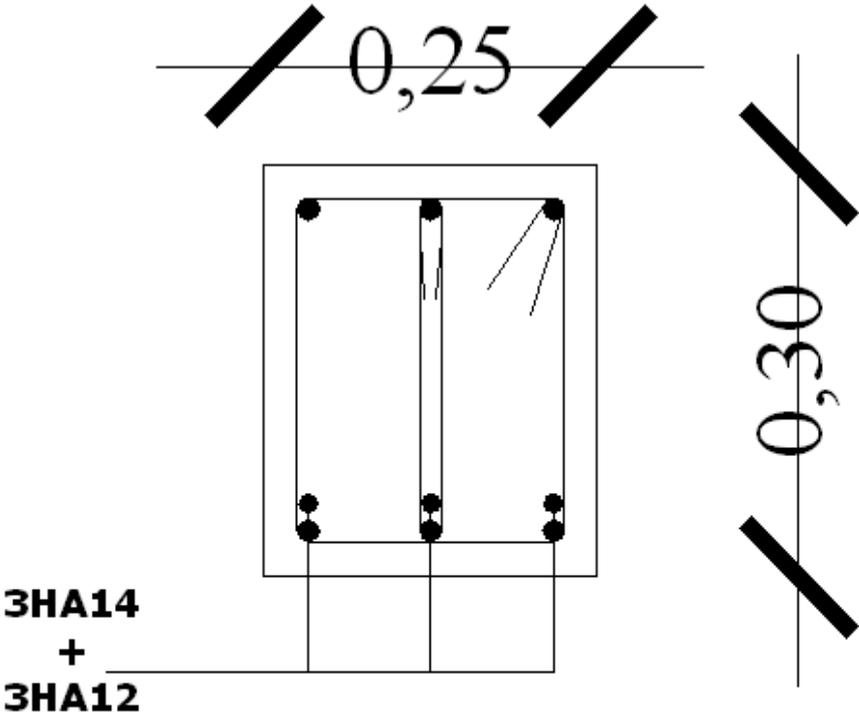
Appui (A,D,G)



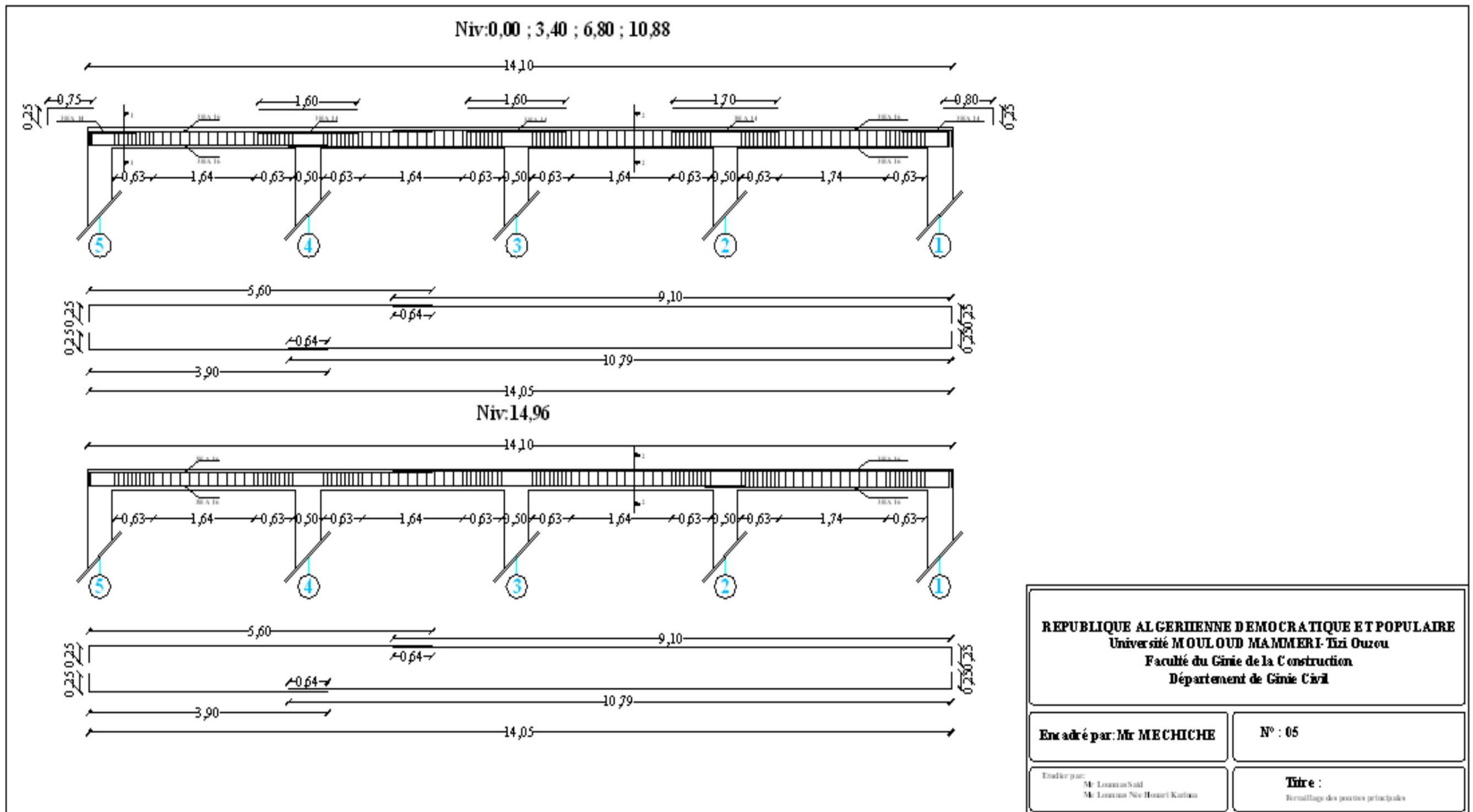
Appui (B,C,E,F)



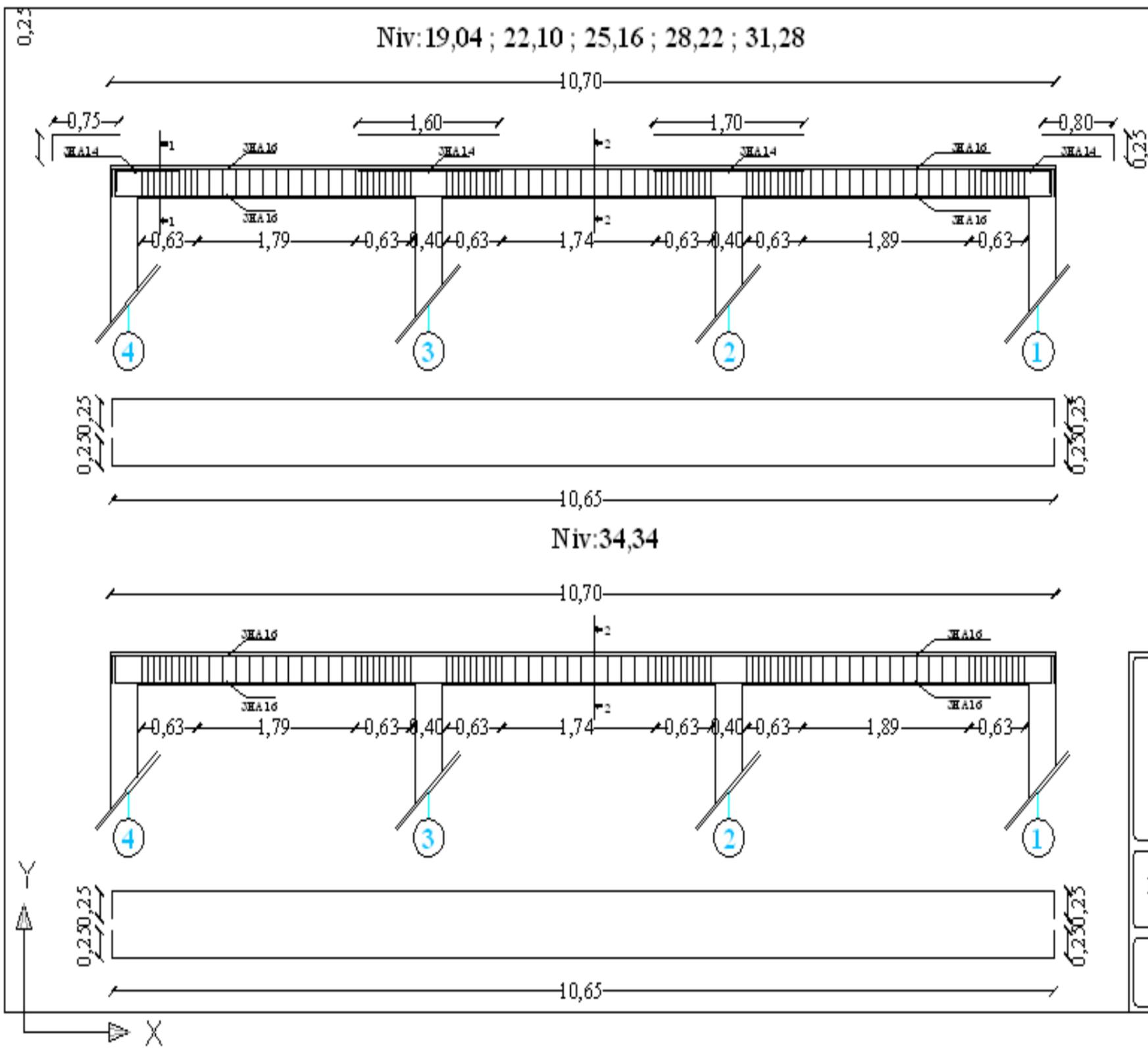
Travée (A-B,C-D,D-E,F-G)



Travée (B-C, E-F)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université MOULOUD MAMMERRI-Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Enc. adressé par: Mr MECHICHE	N° : 05
Étudier par: Mr Louissaid Mr Louissaid Nouari Kalfoun	Titre : Dimensionnement des poutres principales



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERRI-Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

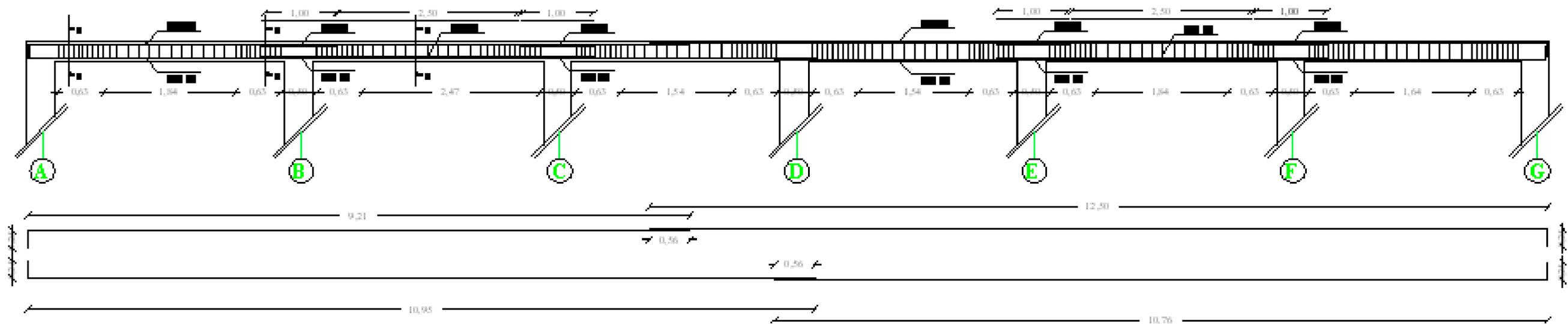
Encadré par: Mr MECHICHE

N° : 06

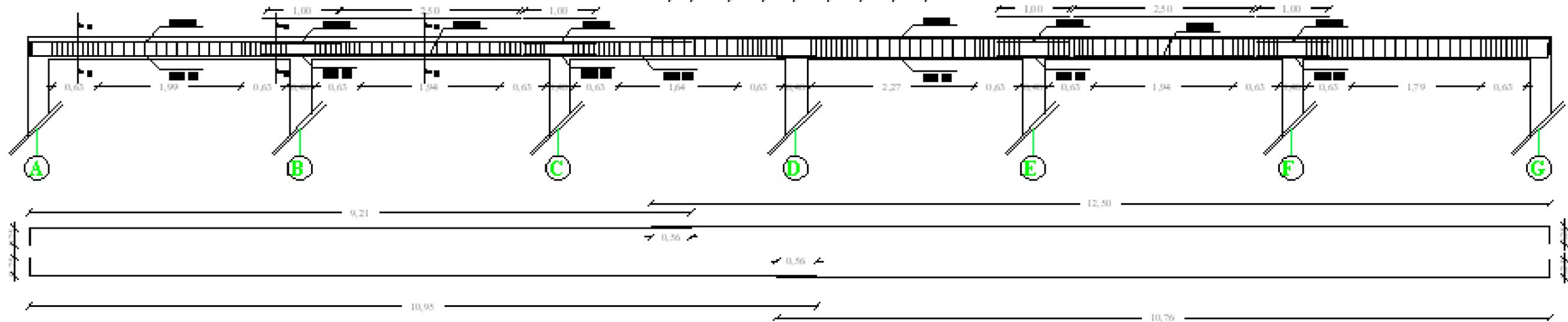
Etudier par:
 Mr Lounes Saïd
 Mr Lounes Hec Houari Elarino

Titre :
 Ferillage des poutres principales

Niv: -3,40 ; 0,00 ; 3,40 ; 6,80 ; 10,88 ; 14,96 ; 19,04



Niv: 22,1 ; 25,16 ; 28,22 ; 31,28 ; 34,34



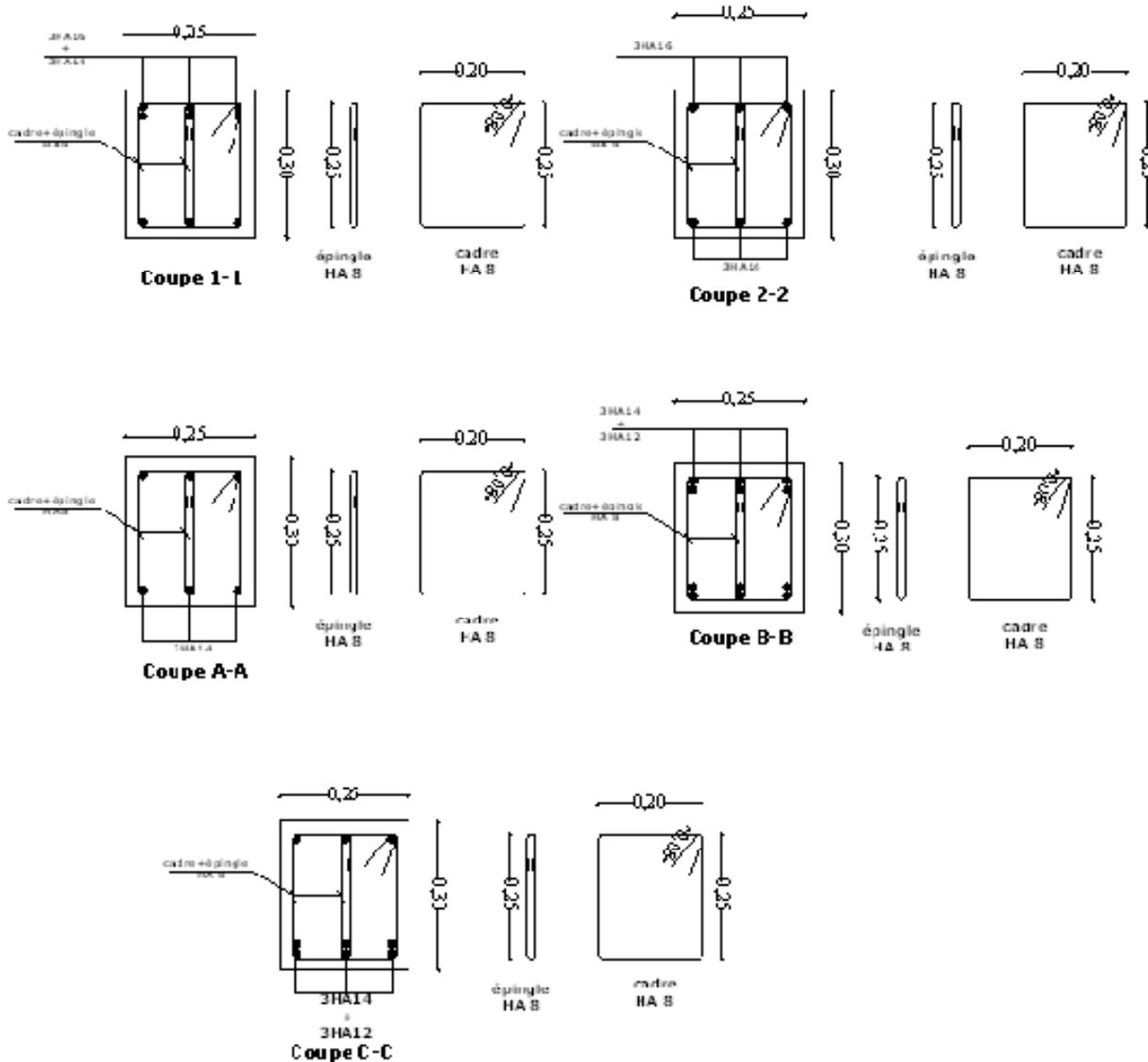
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERRI Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par: Mr MECHICHE

N° : 07

Étudiant par:
 Mr Louassa Said
 Mr Louassa Nél Houdel Karim

Titre :
 Renforcement des poutres secondaires



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU MAMMERI-Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par: Mr MECHICHE

N° : 08

Étudié par:
 Mr Loumas Sid
 Ms Loumas Née Hmari Karina

Titre:
 Coupes de ferrailage des poutres

VI-3 Ferrailage des voiles :**VI-3-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

VI-3-2) Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

a) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec : B : la section du béton, B=Lxe

L : la longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier, $V = V' = \frac{L}{2}$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

b) Les efforts normaux :

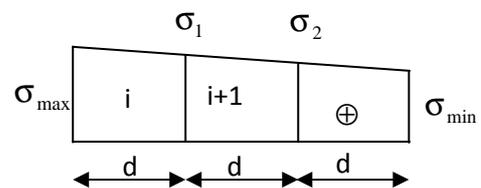
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec e : épaisseur du voile

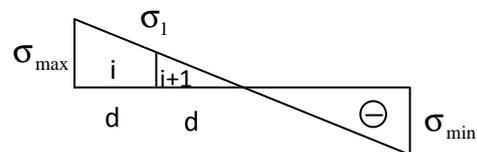


figVI-3-1 le diagramme des contraintes d'une Section entièrement comprimée.

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

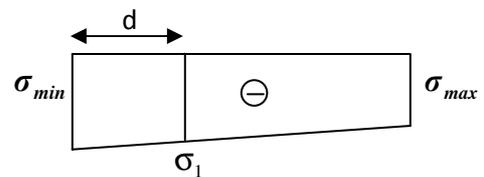
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI-3-2 le diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI-3-3 le diagramme des contraintes d'une Section entièrement tendue.

c) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

Situation durable : $\sigma_s = 348$ Mpa, $f_{bc} = 14,20$ Mpa,

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ Mpa, $f_{bc} = 18,48$ Mpa,

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

d) Armatures minimales :

***Compression simple (Art. A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

***Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %

- En zone courantes 0.10 %

e) 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.

f) Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

g) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

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.

h) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

i) Espacement :

D'après l'art **7.7.4.3** du **RPA 99 modifier 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

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

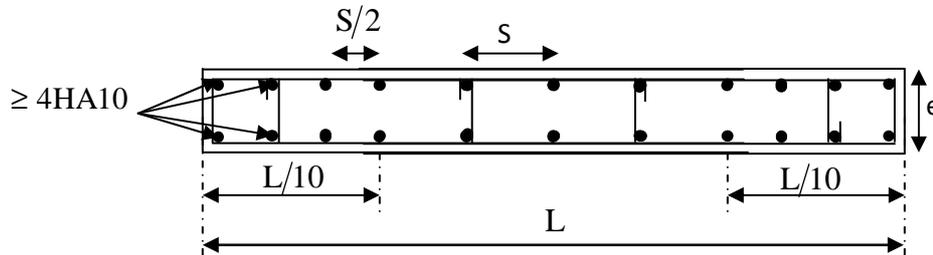
j) Longueur de recouvrement :

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.

k) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



figVI-3-4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI-3-3) Vérification :**A. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) .

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI-3-4) Exemple de calcul :**Soit à Ferrailer le voile longitudinal VL₁ :****Caractéristiques géométriques :**

$L = 1,6\text{m}$, $e_p = 20 \text{ cm}$, $B = 0,32\text{m}$, $I = 0,068\text{m}^4$, $V = V' = 0,8\text{m}$.

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2628,71 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -4130,85 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Donc la section est partiellement comprimée.}$$

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2628,71}{2628,71 + 4130,85} \times 1,6 = 0,62\text{m}.$$

$$L_t = L - L_c = 1,6 - 0,62 = 0,98\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d₁ et d₂) respectivement.

Avec :

$$d_1 \leq \min \left\{ \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right\} \right\} = \min \left\{ \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} \times 0,62 \right\} \right\} = 0,41 \text{ m}$$

Soit $d_1 = 0,41\text{m}$

$$d_2 = L_t - d_1 = 0,98 - 0,41 = 0,57\text{m}.$$

- $\frac{L}{10} = \frac{1,6}{10} = 0,16\text{m} = 16\text{cm}.$

Espacement :

$$\text{zone courante}(d_2) \quad S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

$$\text{zone d'extrémité}(d_1) \quad D = \frac{S_t}{2} = 10\text{cm}$$

Calcul de N :**Zone tendue :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \times \frac{(L_t - d_1)}{L_t} = 2628,71 \times \frac{(0,98 - 0,41)}{0,98} = 1528,94 \text{ Mpa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{2628,71 + 1528,94}{2} \times 0,41 \times 0,2 = 170,46 \text{ Kn.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{1528,94}{2} \times 0,57 \times 0,2 = 87,15 \text{ Kn.}$$

Calcul des armatures :**les armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{170,46}{400} \times 10 = 4,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{87,15}{400} \times 10 = 2,17 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max\left(0,2\% \beta, \beta \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ avec } \beta = d \times e$$

$$\beta_1 = d_1 \times e = 41 \times 20 = 820 \text{ cm}^2$$

$$\beta_2 = d_2 \times e = 57 \times 20 = 1140 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max(1,64 ; 4,3) = 4,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max(2,28 ; 5,98) = 5,98 \text{ cm}^2$$

Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 75,52}{400} \times 10 = 2,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } T = 1,4 \times V_u$$

Les armatures calculées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 4,26 + \frac{2,91}{4} = 4,99 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2,17 + \frac{2,91}{4} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopte :

$$A_1 = 2 \times 4 \text{ HA12} = 9,05 \text{ cm}^2 \quad , \text{ avec } D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$A_2 = 2 \times 3 \text{ HA12} = 6,78 \text{ cm}^2 \quad , \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les armatures horizontales :

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4} ; 0,15\%B \right\} = \max \left\{ \frac{15,83}{4} ; 4,8 \right\} = 4,8 \text{ cm}^2.$$

Soit 2x5HA10 \implies $A_H = 7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

Les armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 ($2,01 \text{ cm}^2$) par m^2

Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

Vérification des contraintes de cisaillement :**Selon le BAEL :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{75,52 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1600} = 0,26 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,36 \text{ Mpa} \text{(condition vérifiée)}$$

RPA révisé 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,6 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{1,4T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 75,52 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1600} = 0,367 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,367 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \text{(condition vérifiée)}$$

Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{491,55 \times 1000}{320000 + 15 \times 1582} = 1,43 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t,28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,33 \text{ cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

Remarque :

L : la longueur totale de voile avec le poteau – (b ou h) de poteau.

Tableaux des résultats :

Tableau VI-11) ferrailage des voiles longitudinaux:

		Sens longitudinal				
Caractéristiques géométriques	Niv	Voiles	VL1	VL2	VL3	
	Sollicitations de calcul	S.sol-RDC-1 ^{er} -2 ^{eme} -3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	L (m)	1,60	0,8	1,95
			e (m)	0,20	0,20	0,20
			B (m ²)	0,32	0,16	0,39
			I (m ⁴)	0,07	0,009	0,12
			V = V = L/2	0,8	0,4	0,975
T (KN)			105,73	233,45	628,89	
Ns (KN)			491,55	2768,32	4664,26	
σ_{max} (KN/m ²)			2628,71	2370,39	2370,39	
σ_{min} (KN/m ²)			-4130,85	-7117,17	-6495,00	
Nature de la section			SPC	SPC	SPC	
Lc(m)			0,62	0,20	0,52	
Lt (m)			0,98	0,60	1,43	
d=d ₁ (m)			0,41	0,13	0,35	
d ₂ (m)			0,57	0,47	1,08	
σ_1 (KN/m ²)			1528,94	1856,91	1789,66	
N ₁ (KN)			170,46	54,95	145,60	
N ₂ (KN)			87,15	87,30	193,04	
Av1 [cm ² /bande]			4,26	1,37	3,64	
Av2 [cm ² /bande]			2,17	2,18	4,83	
A1min=max(0,2%B;BFt₂₈/400) [cm²/bande]			4,30	1,37	3,68	
A2min=max(0,2%B ;BFt₂₈/400) [cm²/bande]		5,98	4,94	11,33		
Avj [cm ²]		2,91	6,42	17,29		
A1 = Av1 + (Avj / 4) [cm ² /bande]		4,99	2,98	7,96		
A2 = Av2 + (Avj / 4) [cm ² /bande]		2,90	3,79	9,15		
A1 adopté [cm ²]		9,05	8,04	9,05		
A2 adopté [cm ²]		6,78	9,23	13,56		
Choix par bande	bande 1	2x4HA12	2x2HA16	2x4HA12		
	bande 2	2x3HA12	2x3HA14	2x6HA12		
Espacement (cm)	bande 1	10	10	10		
	bande 2	20	20	20		
Ls cm		48	64	48		
Ah= max(Av/4 , 0.15%B):[cm ²]/ mL		4,80	4,32	5,85		
(Ah) / ht : Choix par nappe/ml Esp : e = 20 cm4		2x5HA10 =7,85cm ²	2x5HA10 =7,85cm ²	2x5HA10 =7,85cm ²		
Armatures transversales		4Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes :	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b [MPa]	0,36	1,62	1,79	
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	τ_u [MPa]	0,26	1,16	1,28	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc} [Mpa]	1,43	14,89	11,00	

Tableau VI-12) ferrailage des voiles transversaux:

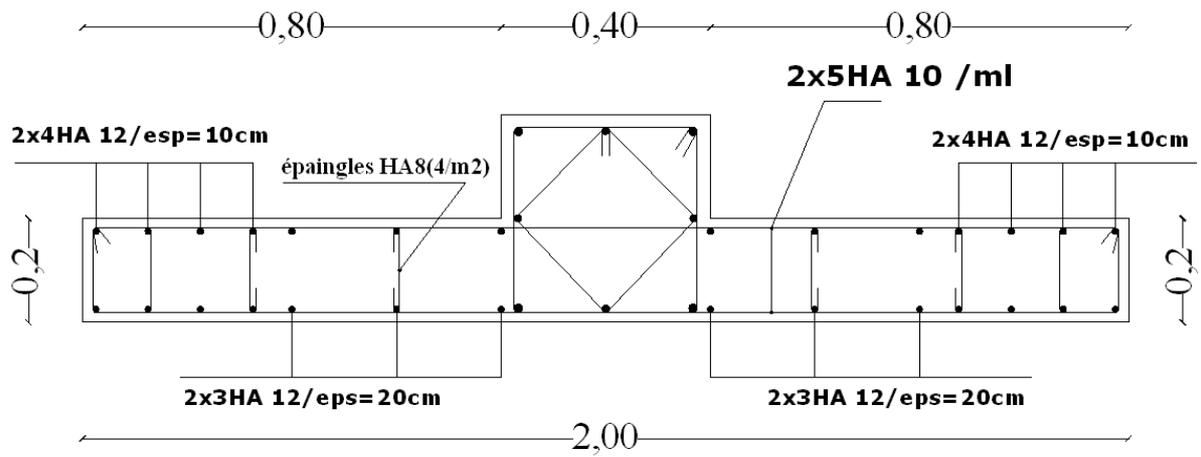
		Sens transversal			
Caractéristiques géométriques	Niv	Voiles	VT1	VT2	
	Sollicitations de calcul	S.sol-RDC-1 ^{er} -2 ^{eme} -3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	L (m)	3,10	3,00
			e (m)	0,20	0,20
			B (m ²)	0,62	0,60
			I (m ⁴)	0,50	0,45
			V = V = L/2	1,55	1,50
T (KN)			464,95	439,31	
Ns (KN)			1960,25	2290,89	
σ_{\max} (KN/m ²)			3976,98	3517,73	
σ_{\min} (KN/m ²)			-6214,83	-6754,36	
Nature de la section			SPC	SPC	
Lc(m)			1,21	1,03	
Lt (m)			1,89	1,97	
d=d ₁ (m)			0,8	0,68	
d ₂ (m)			1,09	1,29	
σ_1 (KN/m ²)			2293,90	2305,11	
N ₁ (KN)			501,67	395,95	
N ₂ (KN)			250,11	297,97	
Ferrailage			S.sol-RDC-1 ^{er} -2 ^{eme} -3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	Av1 [cm ² /bande]	12,54
	Av2 [cm ² /bande]	6,25		7,45	
	A1min=max (0,2%B;BFt₂₈/400) [cm²/bande]	8,4		7,14	
	A2min=max (0,2%B ;BFt₂₈/400) [cm²/bande]	11,45		13,57	
	Avj [cm ²]	12,79		12,08	
	A ₁ = Av1 + (Avj / 4) [cm ² /bande]	15,74		12,92	
	A ₂ = Av2 + (Avj / 4) [cm ² /bande]	9,45		10,47	
	A ₁ adopté [cm ²]	18,10		15,85	
	A ₂ adopté [cm ²]	13,56		15,85	
	Choix par bande	bande 1		2x8HA12	2x7HA12
		bande 2		2x6HA12	2x7HA12
	Espacement (cm)	bande 1		10	10
		bande 2		20	20
	Ls cm			48	48
	Ah= max(Av/4 , 0.15%B):[cm ²]/ mL			9,30	9,00
	(Ah) / ht : Choix par nappe/ml Esp : e = 20 cm			2x5HA12 =11,31cm ²	2x5HA12 =11,31cm ²
	Armatures transversales			4Epingles HA8/m ²	
	Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA		τ_b [MPa]	0,83
$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPA		τ_u [MPa]	0,60	0,58	
$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPA		σ_{bc} [Mpa]	2,92	3,56	

Tableau VI-13) ferrailage des voiles longitudinaux :

		Sens longitudinal			
Caractéristiques géométriques	Niv	Voile	VL2	VL3	
	Sollicitations de calcul		L (m)	0,9	2,05
			e (m)	0,20	0,20
			B (m ²)	0,18	0,41
			I (m ⁴)	0,01	0,14
			V = V = L/2	0,45	1,025
		T (KN)	177,56	301,67	
		Ns (KN)	1022,53	1866,44	
		σ_{\max} (KN/m ²)	1832,78	1593,31	
		σ_{\min} (KN/m ²)	-3576,16	-2797,70	
		Nature de la section	SPC	SPC	
		Lc(m)	0,30	0,74	
		Lt (m)	0,60	1,31	
		d=d ₁ (m)	0,20	0,50	
		d ₂ (m)	0,40	0,81	
		σ_1 (KN/m ²)	1216,76	983,38	
		N ₁ (KN)	60,99	128,83	
		N ₂ (KN)	48,07	79,27	
Ferrailage		5^{eme} -6^{eme} -7^{eme} -8^{eme} et 9^{eme} étages	Av1 [cm ² /bande]	1,52	3,22
	Av2 [cm ² /bande]		1,20	1,98	
	A1min=max (0,2%B;BFt₂₈/400) [cm²/bande]		2,10	5,25	
	A2min=max (0,2%B ;BFt₂₈/400) [cm²/bande]		4,15	8,46	
	Avj [cm ²]		4,88	8,30	
	A1 = Av1 + (Avj / 4) [cm ² /bande]		2,75	5,29	
	A2 = Av2 + (Avj / 4) [cm ² /bande]		2,42	4,06	
	A1 adopté [cm ²]		4,52	11,31	
	A2 adopté [cm ²]		4,52	9,05	
	Choix par bande		bande 1	2x2HA12	2x5HA12
			bande 2	2x2HA12	2x4HA12
	Espacement (cm)		bande 1	10	10
			bande 2	20	20
	Ls cm			48	48
	Ah= max(Av/4 , 0.15%B):[cm ²]/ mL			6,9	6,60
	(Ah) / ht : Choix par nappe/ml Esp : e = 20 cm			2x5HA10 =7,85cm ²	2x5HA10 =7,85cm ²
	Armatures transversales			4Epingles HA8/m²	
	Vérification des contraintes		$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ_b [MPa]	1,12
$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPA		τ_u [MPa]	0,80	0,79	
$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPA		σ_{bc} [Mpa]	4,14	4,87	

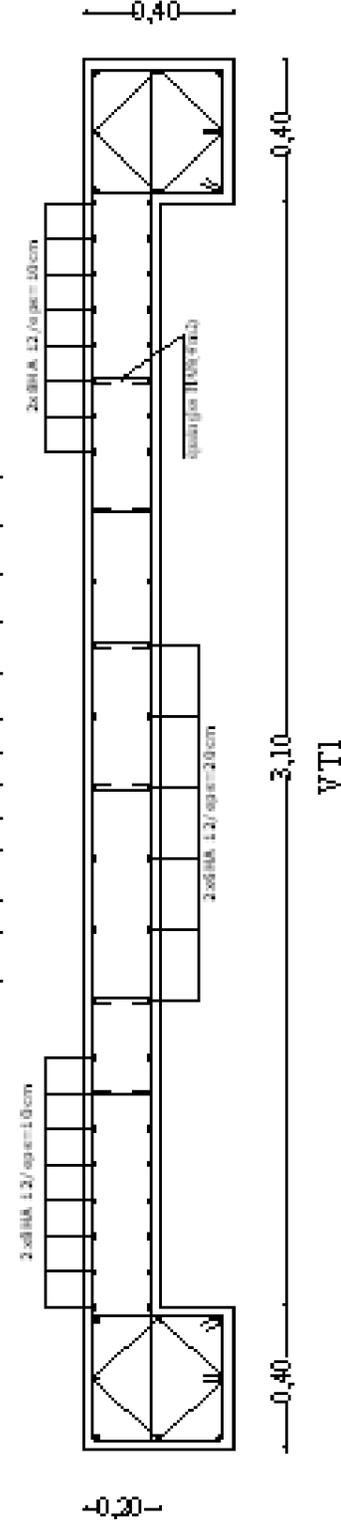
Tableau VI-14) ferrailage des voiles transversaux:

		Sens transversal			
Caractéristiques géométriques	Niv	Voiles	VT1	VT2	
	Sollicitations de calcul		L (m)	3,2	3,10
			e (m)	0,20	0,20
			B (m ²)	0,66	0,64
			I (m ⁴)	0,60	0,55
			V = V = L/2	1,65	1,60
T (KN)		242,89	277,44		
Ns (KN)		764,67	812,35		
σ_{\max} (KN/m ²)		2068,27	2185,68		
σ_{\min} (KN/m ²)		-2992,38	-3151,53		
Nature de la section		SPC	SPC		
Lc(m)		1,35	1,31		
Lt (m)		1,95	1,89		
d=d ₁ (m)		0,90	0,87		
d ₂ (m)		1,05	1,02		
σ_1 (KN/m ²)		1114,32	1179,33		
N ₁ (KN)		286,44	292,76		
N ₂ (KN)		117,15	1120,24		
Ferrailage		5 ^{eme} -6 ^{eme} -7 ^{eme} -8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	Av1 [cm ² /bande]	7,16	7,32
	Av2 [cm ² /bande]		2,93	3,01	
	A1min=max (0,2%B;BFt₂₈/400) [cm²/bande]		9,45	9,14	
	A2min=max (0,2%B ;BFt₂₈/400) [cm²/bande]		11,04	11,71	
	Avj [cm ²]		6,68	7,63	
	A ₁ = Av ₁ + (Av _j / 4) [cm ² /bande]		8,83	9,23	
	A ₂ = Av ₂ + (Av _j / 4) [cm ² /bande]		4,60	4,91	
	A ₁ adopté [cm ²]		18,10	18,10	
	A ₂ adopté [cm ²]		11,31	13,56	
	Choix par bande		bande 1	2x8HA12	2x8HA12
			bande 2	2x5HA12	2x6HA12
	Espacement (cm)		bande 1	10	10
			bande 2	20	20
	Ls cm		48	48	
	Ah= max(Av/4 , 0.15%B):[cm ²]/ mL		9,9	9,6	
	(Ah) / ht : Choix par nappe/ml Esp : e = 20 cm		2x5HA12 =11,31cm ²	2x5HA12 =11,31cm ²	
	Armatures transversales		4Epingles HA8/m²		
	Vérification des contraintes		$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b [MPa]	0,41
$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPA}$		τ_u [MPa]	0,29		
$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$		σ_{bc} [Mpa]	1,09		

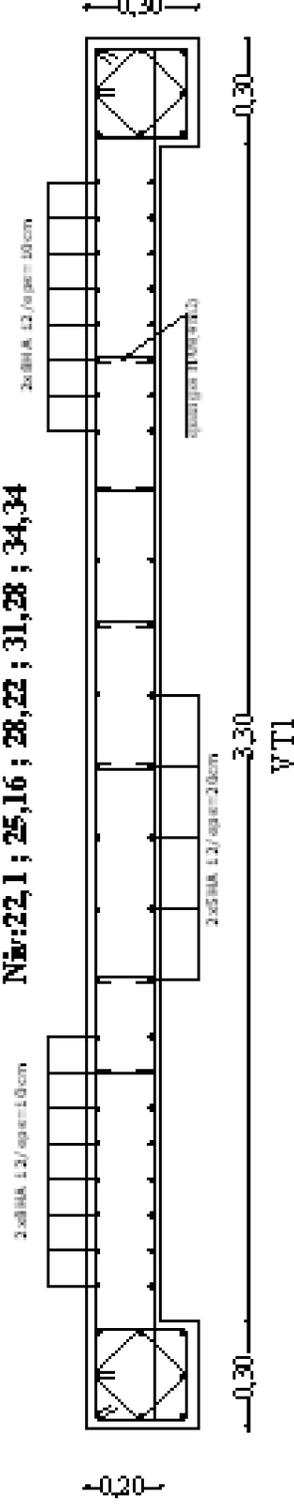


figVI-3-5) Ferrillage du trumeau de l'exemple de calcul.

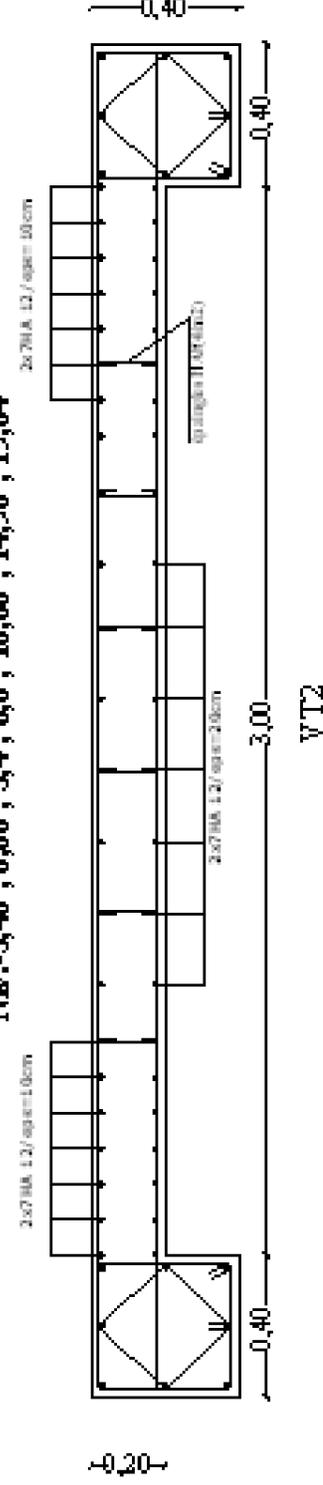
Nbr: 3,40 ; 0,00 ; 3,4 ; 6,8 ; 10,88 ; 14,96 ; 19,04



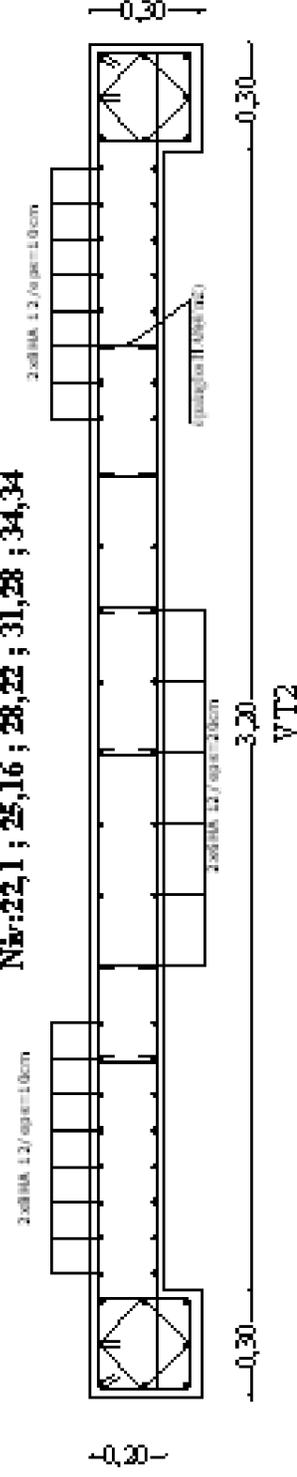
Nbr: 22,1 ; 25,16 ; 28,22 ; 31,28 ; 34,34



Nbr: 3,40 ; 0,00 ; 3,4 ; 6,8 ; 10,88 ; 14,96 ; 19,04



Nbr: 22,1 ; 25,16 ; 28,22 ; 31,28 ; 34,34



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI-Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

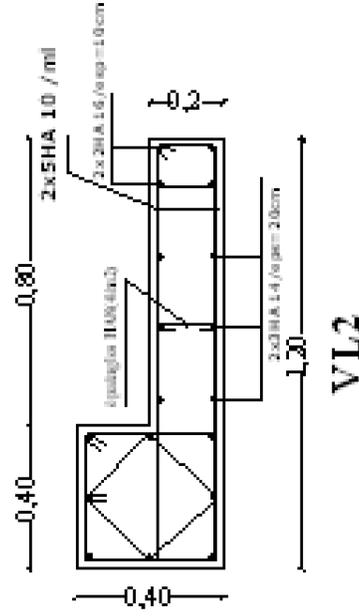
Encadré par: Mr ME CHICHE

N° : 09

Étudiant par:
 Mr Loumas Saïd
 Me Loumas Née Houari Karima

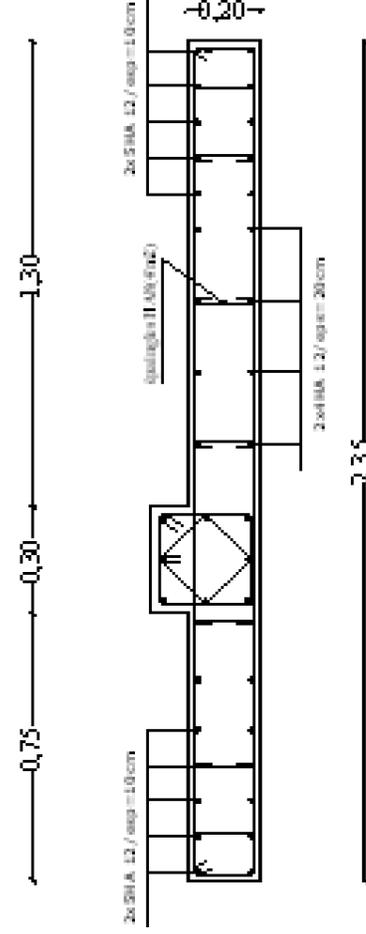
Titre :
 Ferrailage des voiles transversaux

Nbr: 3,40 ; 0,00 ; 3,4 ; 6,8 ; 10,88 ; 14,96 ; 19,04



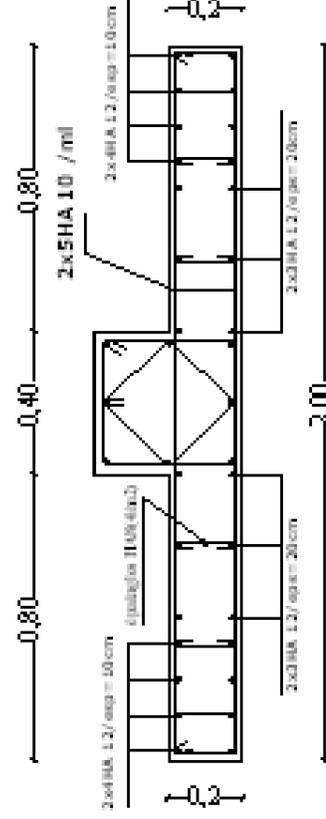
VL2

Nbr: 22,1 ; 25,16 ; 28,22 ; 31,28 ; 34,34



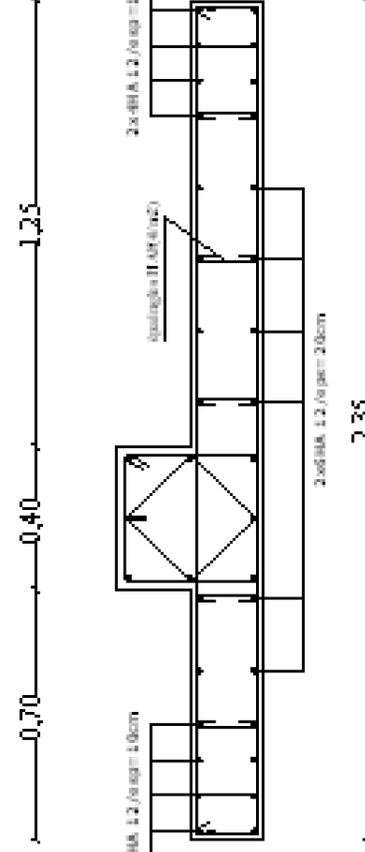
VL3

Nbr: 3,40 ; 0,00 ; 3,4 ; 6,8 ; 10,88 ; 14,96 ; 19,04



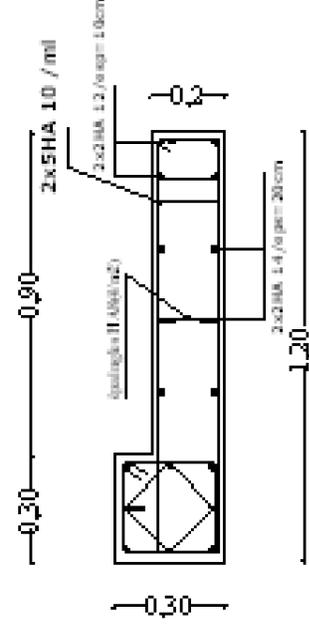
VL1

Nbr: 3,40 ; 0,00 ; 3,4 ; 6,8 ; 10,88 ; 14,96 ; 19,04



VL3

Nbr: 22,1 ; 25,16 ; 28,22 ; 31,28 ; 34,34



VL2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI-Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par: Mr MECHICHE

N° : 10

Etudier par:
 Mr Lounnas Saïl
 Me Lounnas Née Houari Karima

Titre :
 Ferrailage des voiles longitudinaux

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII-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.

VII-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: $N_{ser} = 968,58 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$ $\Rightarrow B = 2,2 \text{ m}$

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.

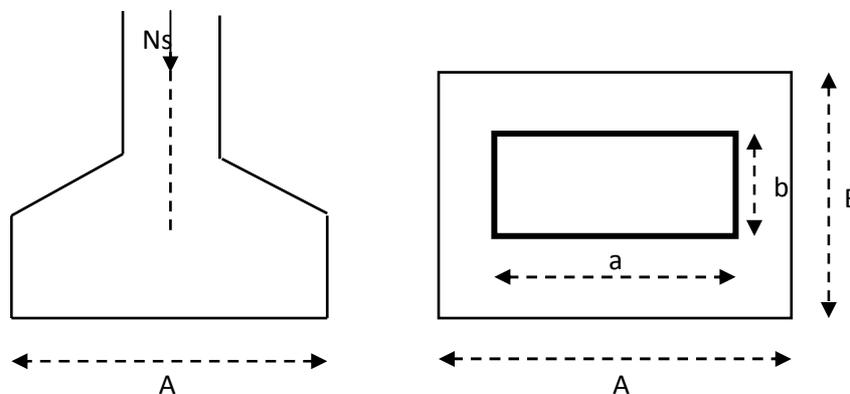


Fig VII-1) schéma d'une semelle isolée

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 transversal) :

Tableau VII-1) la surface des voiles transversaux :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1 x 2	1960,23	3,90	2,60	20,28
VT2 x 2	2290,89	3,80	3,10	23,56
				Σ=43,84

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Tableau VII-2) la surface des voiles longitudinaux :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	491,55	2,00	1,30	2,60
VL2 x 4	2768,32	1,20	11,60	55,68
VL3 x 4	4664,26	2,35	10,00	94
				Σ= 152,28

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 196,12 m²**.

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :✓ **Hypothèse de calcul :**

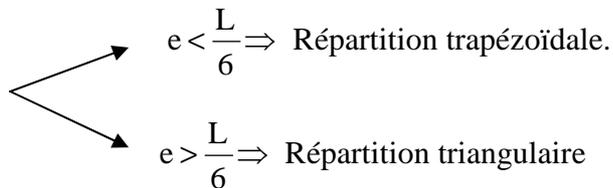
Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **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 VII-3) résumé de calcul :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
1	908,19	-6,90	-6266,511	-1,053
2	962,54	-3,30	-3176,382	-0,555
3	937,87	0,00	0	-0,411
4	968,58	3,30	3196,314	-0,576
5	877,92	6,90	6057,648	-0,940
	R=4655,10		$\Sigma = -188,931$	$\Sigma = -3,535$

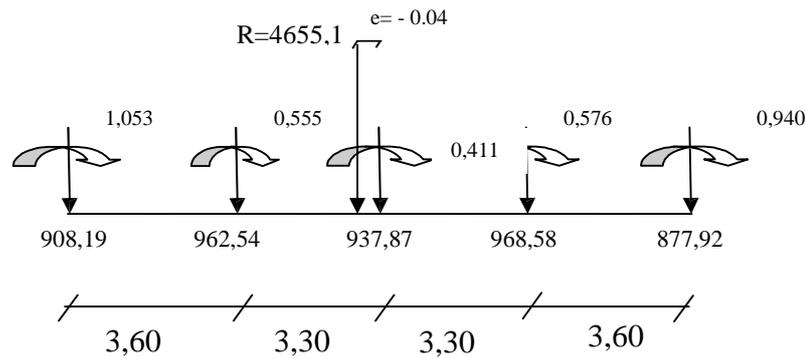


Fig. VII.2) Répartition des efforts dans la semelle

$$e = \frac{-188,931 + (-3,535)}{4655,10} = 0,04 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,04 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{3,60}{6} = 0,60 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4655,10}{13,80} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,05}{13,80} \right) = 344,66 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4655,10}{13,80} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,05}{13,80} \right) = 329,99 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4655,10}{13,80} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,05}{13,80} \right) = 340,99 \text{ kN/m}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{340,99}{200} = 1,71 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,80 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1,80 \times 13,80 = 24,84 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 24,84 \times 5 = 124,20 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 124,20 + 192,12 = 320,32 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 21,2 \times 14,1 = 298,92 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{320,32}{298,92} = 1,07$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

La surface des semelles représente 100 %

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.

VII-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.

VII-3-1) Pré dimensionnement du radier :

1) Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 3,6 \text{ m}$$

L_{\max} : portée maximale

$$h_d \geq \frac{360}{20} = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

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 :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 3,60 \text{ m} \Rightarrow 360/8 = 45 \text{ cm} \leq h \leq 360/5 = 72\text{cm}$$

- 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 déferée $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0,67 \text{ m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{360}{10} = 36\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 75 \text{ cm} \text{ et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \leq b_n \leq 52,5\text{cm} \Rightarrow b_n = 45\text{cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 75 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 45\text{cm}$ Largeur de la nervure.

3) Le débord :

Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 13349,68\text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 10932,04\text{ KN}$

b) Combinaison d'actions :

à l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 34420,128\text{ KN.}$$

à l'ELS:

$$N_s = G + Q = 24281,72\text{ KN.}$$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{34420,128}{1,33 \times 200} = 125,64\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{24281,72}{200} = 121,41\text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 125,64\text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 298,92\text{m}^2 \succ S_{\text{rad}} = 125,64\text{m}^2$$

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 :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30\text{ cm}\right) = 37,5\text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 45\text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 298,92 + 32,58 = 331,50\text{ m}^2$

Avec $S_{\text{deb}} = (21,20 + 14,10) \times 2 \times 0,45 + 0,45 \times 0,45 \times 4 = 32,58\text{ m}^2$

VII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :**Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 13349,68 \text{ KN}$

➤ 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:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 331,50 \times 0,25 \times 25 = 2071,88 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b = 1842,63 \text{ KN.}$$

$$= 0,45 \times (0,75 - 0,25) \times (21,20 \times 5 + 14,10 \times 7) \times 25 = 1151,44 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$= (331,50 - 92,12) \times (0,75 - 0,25) \times 17 = 2034,73 \text{ KN.}$$

poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (331,50 - 92,12) \times 0,1 \times 25 = 598,45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 5865,50 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 10932,04 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 331,50 = 828,75 \text{ KN}$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 5865,50 + 13349,68 = 19215,18 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 10932,04 + 828,75 = 11760,79$$

VIII-3- 3) Combinaison d'actions:**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 43581,678 \text{ KN.}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{s_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 30975,97 \text{ KN.}$$

VII-3-4) Vérifications :**A) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100\text{cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 25 = 22,5\text{cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{43581,678 \times 1}{331,50} \times \frac{3,6}{2} = 236,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{236,64 \times 1000}{1000 \times 225} = 1,052 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right) \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

B) Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

$$M_E^x = 18391,90 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 16311,06 \text{ KN.m}$$

C) Vérification de la stabilité du radier :**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,05\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,5\text{m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22,1 \times 15^3}{12} = 6215,63 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15 \times 22,1^3}{12} = 13492,33 \text{ m}^4$$

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_x, I_y : 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 :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

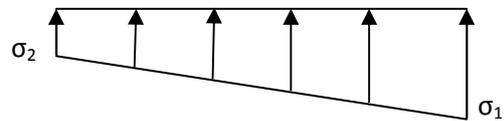


Fig. VII-3) : : Diagramme des contraintes

Sens longitudinal :

$$M_x = 18391,90 + 735,20 \times 0,75 = 18943,30 \text{ KN.m}$$

AI'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{43581,678}{331,50} + \frac{18943,30}{13492,33} \times 11,05 = 146,98 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{43581,678}{331,50} - \frac{18943,30}{13492,33} \times 11,05 = 115,95 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 146,98 + 115,95}{4} = 139,22 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_m = 139,22 \text{ KN} / m^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / m^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

AP'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{30975,97}{331,50} \pm \frac{18943,30}{13492,33} \times 11,05$$

$$\sigma_1 = 108,96 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 77,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 101,20 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal:

$$M_Y = 16311,06 + 735,20 \times 0,75 = 16862,46 \text{ KN.m}$$

AP'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{43581,678}{331,50} \pm \frac{16862,46}{6215,63} \times 7,5$$

$$\sigma_1 = 151,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 111,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 141,64 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{30975,97}{331,50} \pm \frac{16862,46}{6215,63} \times 7,5$$

$$\sigma_1 = 113,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 73,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 103,61 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.

VII-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 encadrée 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 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3,50-0,45)}{(3,60-0,45)} = \frac{3,05}{3,15} = 0,96$$

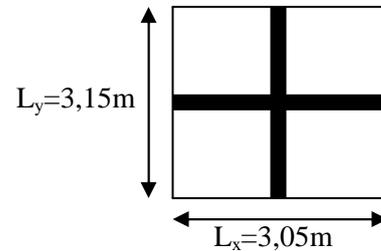


Fig. VII-4) Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ 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 :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 141,64 \text{KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 103,61 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (141,64 - \frac{5865,50}{331,50}) \times 1 \text{ml} = 123,95 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (103,61 - \frac{5865,50}{331,50}) \times 1 \text{ml} = 85,92 \text{KN/ml}$$

❖ Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = 0,0401$$

$$\mu_y = 0,911$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } M_{0x} = 0,0401 \times 123,95 \times 3,05^2 = 46,24 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,911 \times 46,24 = 42,12 \text{KNm}$$

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 de rives.

-0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0,30: pour les moments sur appuis de rives.

❖ **Sens de la petite portée :**

Moments aux appuis intermédiaires:

$$M_{ax} = (-0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 46,24 \Rightarrow M_{ax} = -28,12 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5) \times 42,12 \Rightarrow M_{ay} = -21,06 \text{ KNm}$$

Moments aux appuis de rives:

$$M_{ax} = (-0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,3) \times 46,24 \Rightarrow M_{ax} = -13,87 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (-0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,3) \times 42,12 \Rightarrow M_{ay} = -12,64 \text{ KNm}$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 46,24 \Rightarrow M_{tx} = 39,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 42,12 \Rightarrow M_{ty} = 35,80 \text{ KN.m}$$

Ferraillage suivant x-x :

Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{\text{Max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28,12 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28,12 \times 10^2}{0,9795 \times 22 \times 34,8} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

Aux appuis de rives:

$$\mu = \frac{\text{Max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,87 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,87 \times 10^2}{0,990 \times 22 \times 34,8} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39,30 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,9705$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39,30 \times 10^2}{0,9705 \times 22 \times 34,8} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7,92 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Ferraillage suivant y-y :

Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21,06 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21,06 \times 10^2}{0,985 \times 22 \times 34,8} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12= 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

Aux appuis de rives:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,64 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,64 \times 10^2}{0,991 \times 22 \times 34,8} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12= 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35,80 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,05 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{35,80 \times 10^2}{0,974 \times 22 \times 34,8} = 4,80 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12 = 7,92 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier

Tableau VII-4) ferraillage des portées :

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures aux appuis intermédiaires	7 HA12/ml	7 HA12/ml
Armatures aux appuis de rives	7HA12/ml	7 HA12/ml
Armatures en travée	7HA12/ml	7 HA12/ml

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2$$

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 de la petite portée :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

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

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

➤ **Vérfications l'état limite de service :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_{sx} = 44,65 \text{ KNm}$$

$$M_{sy} = 40,67 \text{ KNm}$$

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 44,65$$

$$M_{sa} = -22,33 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis de rives :

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 44,65$$

$$M_{sa} = -13,40 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 44,65$$

$$M_{st} = 37,95 \text{ KN.m}$$

-Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = 0,032 \rightarrow \alpha = 0,02655$$

$$\alpha = 0,0406 < \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

-Aux appuis de rives:

$$\mu = 0,02 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

-En travée :

$$\mu = 0,056 \rightarrow \alpha = 0,0721$$

$$\alpha = 0,0721 < \frac{1,04 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS

2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 60 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

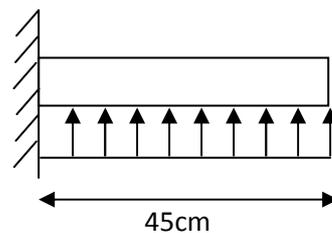


Fig. VII -5) Schéma statique du débord

2-1) Sollicitations de calculs :**A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{123,95 \times 0,45^2}{2} = 12,55 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{85,92 \times 0,45^2}{2} = 8,69 \text{ KN.m}$$

2-2) Calcul des armatures :**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,55 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,55 \times 10^2}{0,991 \times 22 \times 34,8} = 1,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 10\text{cm}$.**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $S_t = 15\text{cm}$.**2-3) Vérification à l'ELU :****Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12,55}{8,69} = 1,44$$

$$\mu = 0,013 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{\gamma}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,44}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

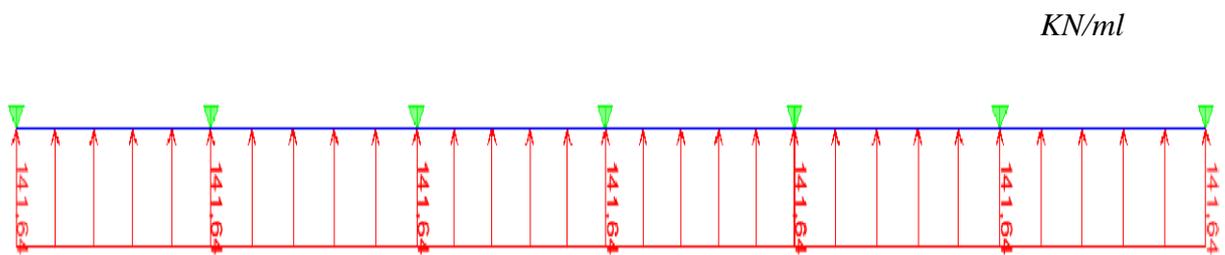
⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

3) Etude de la nervure :

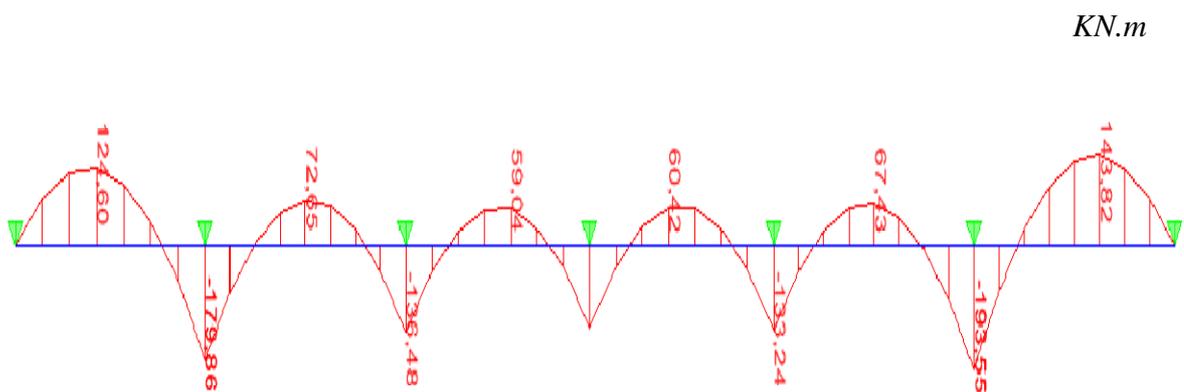
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »,

❖ **Sens longitudinal (x-x) :**

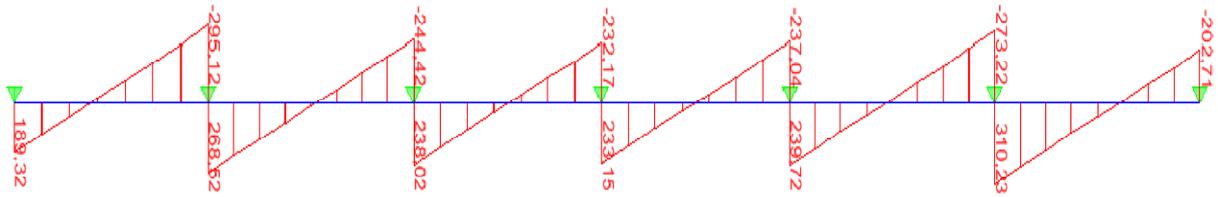


FigVII-6) Le chargement à ELU



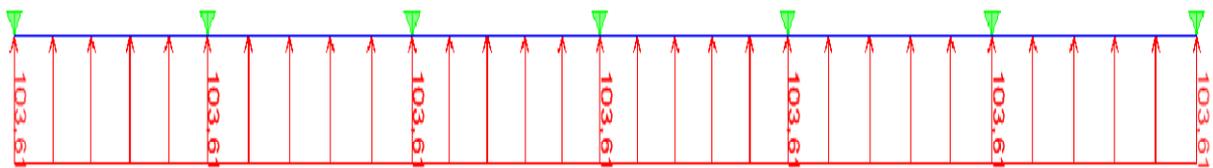
FigVII-7) Diagramme des moments fléchissant (ELU)

KN.



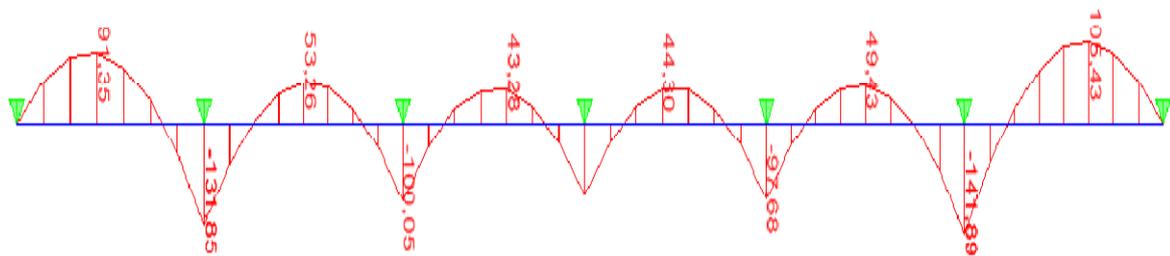
FigVII-8) Diagramme des efforts tranchants (ELU)

KN/ml



FigVII-9) Le chargement à ELS

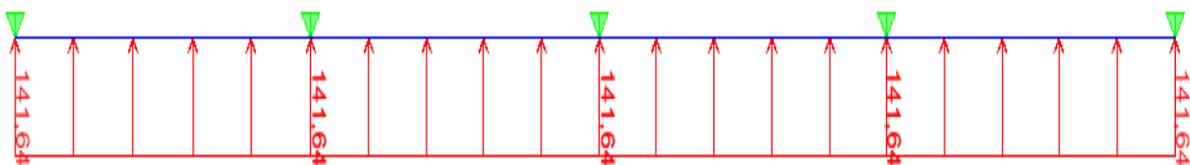
KN.m



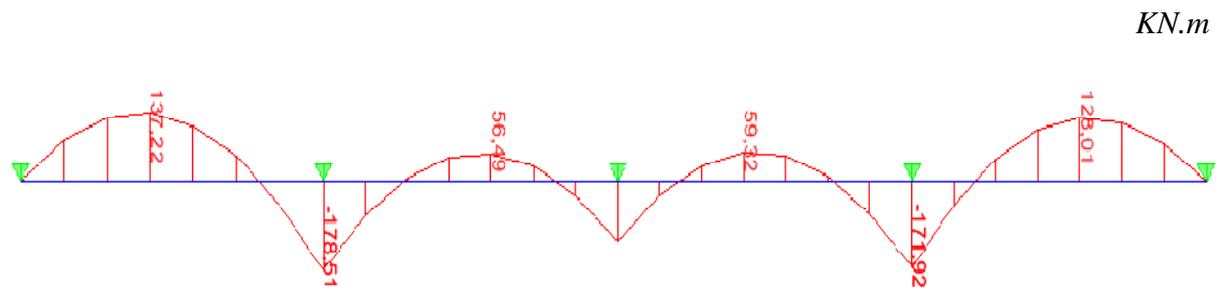
FigVII-10) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

❖ **Sens transversal (y-y):**

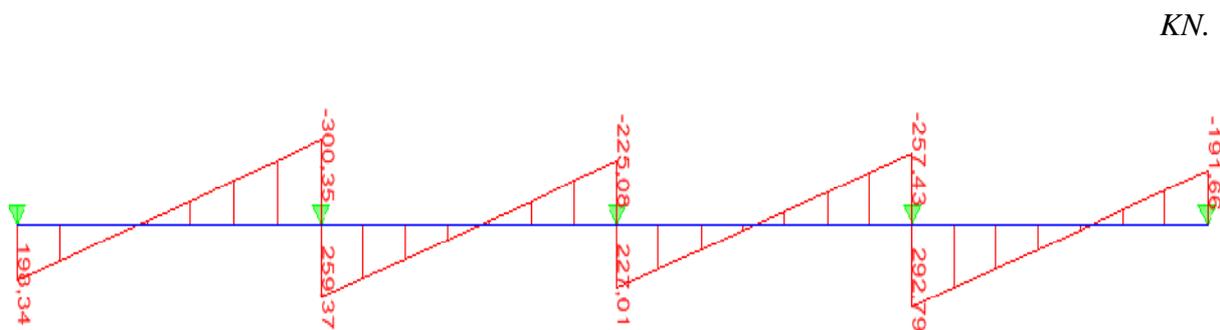
KN/ml



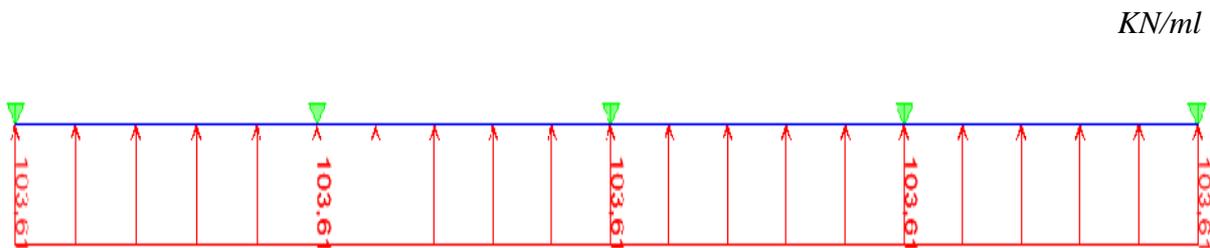
FigVII-11) Le chargement à ELU



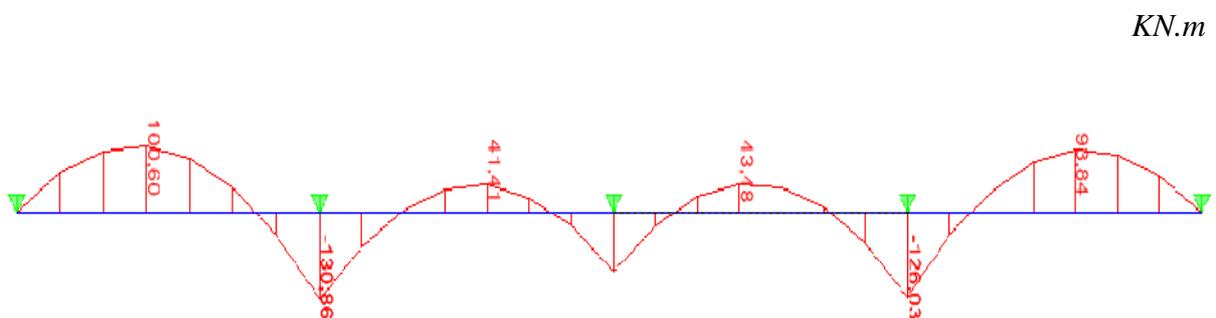
FigVII-12) Diagramme des moments fléchissants à l'ELU



FigVII-13) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



FigVII-14) Le chargement à ELS



FigVII-15) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-5) Sollicitations maximales:

Sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max}=137,22 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max}=143,82 \text{ KN.m}$
$M_{au \max}=178,51 \text{ KN.m}$	$M_{au \max}=193,55 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max}=100,60 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max}=105,43 \text{ KN.m}$
$M_{as \max}=130,86 \text{ KN.m}$	$M_{as \max}=141,89 \text{ KN.m}$
$T_{u \max}=300,35 \text{ KN.m}$	$T_{u \max}=310,23 \text{ KN.m}$

3-1) Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=45 \text{ cm} \quad d=72,5 \text{ cm} \quad f_{bc}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=34,8 \text{ MPa}$$

Tableau VII-6) les résultats de calcul :

		M KN.m	μ	β	A_{cal} (Cm ²)	choix	A_{adop} (Cm ²)
Sens longitudinal	Appui	193,55	0,058	0,970	7,91	4HA16	8,04
	Travée	143,82	0,043	0,9785	5,83	4HA14	6,15
Sens transversal	Appui	178,51	0,053	0,9725	7,28	4HA16	8,04
	Travée	137,22	0,041	0,9795	5,55	4HA14	6,15

3-2) Vérification à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 3,94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{18,75 ; 24\}$$

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

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 37,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,70 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 310,23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{310,23 \times 10^3}{450 \times 725} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

3-3) Vérification à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{193,55}{141,89} = 1,36$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

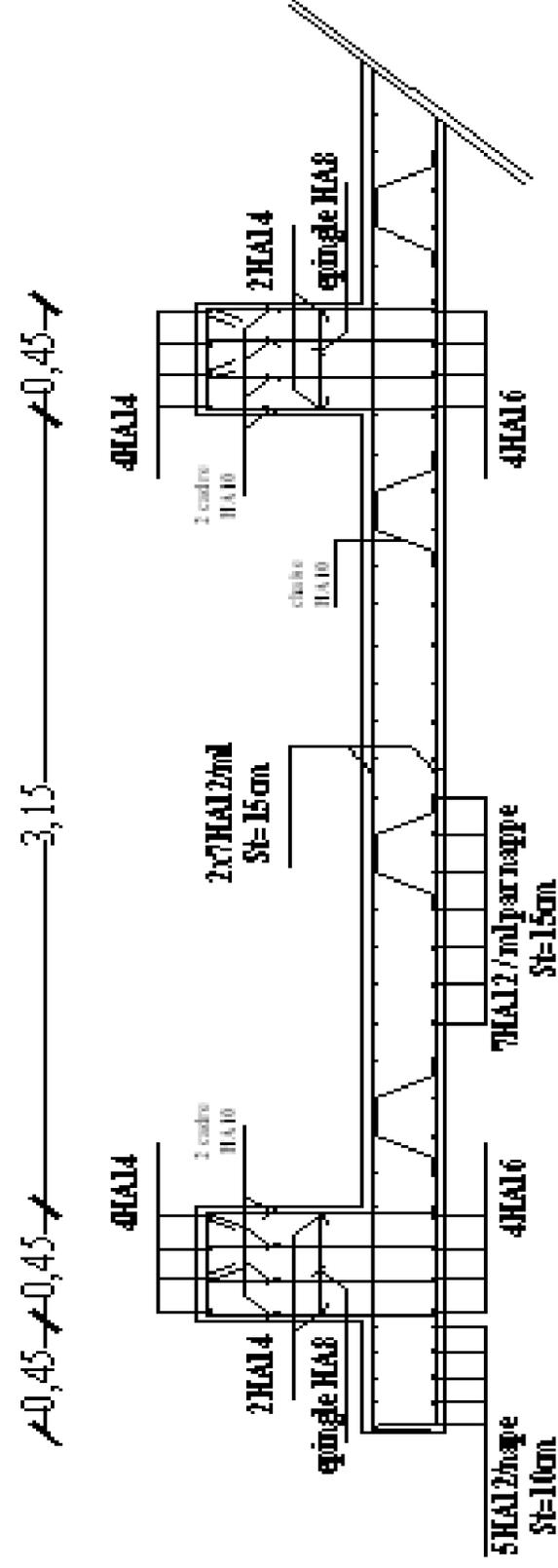
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{143,82}{105,43} = 1,36$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

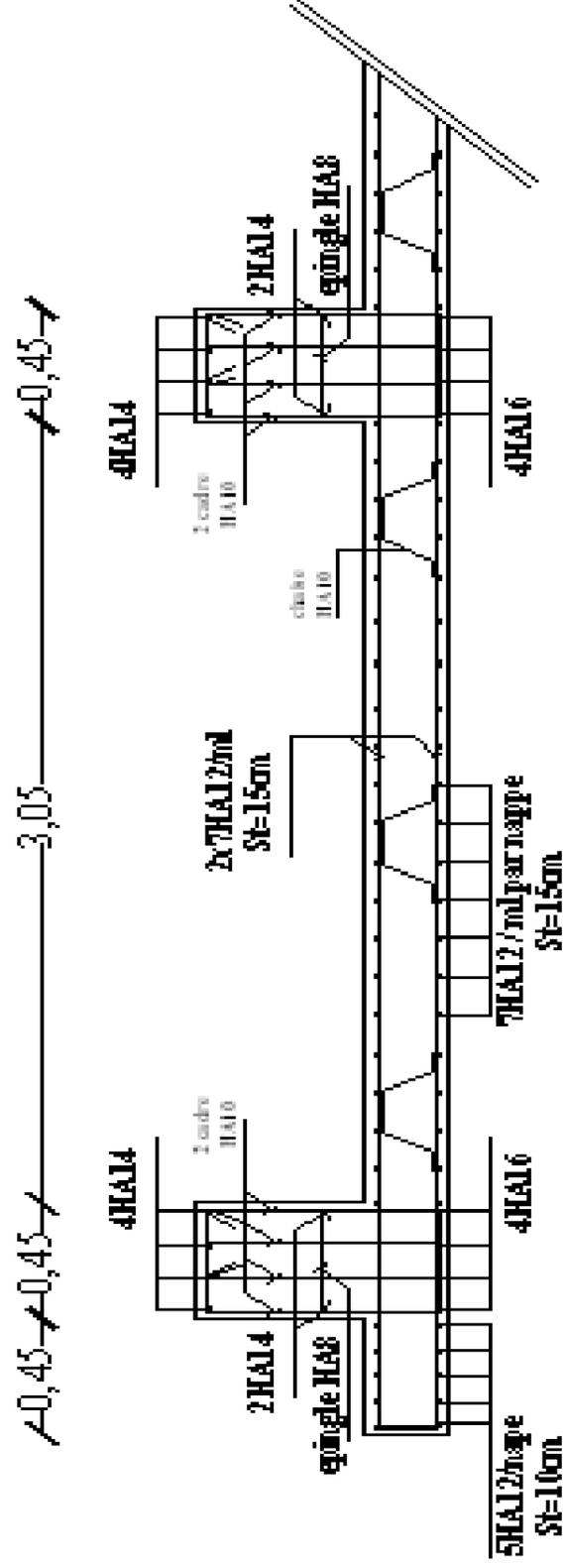
La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de **Φ14** avec des épingles **Φ8**.



Ferrailage du radier général sens X-X



Ferrailage du radier général sens y-y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université MOULOUD MAMMERI-Tizi Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

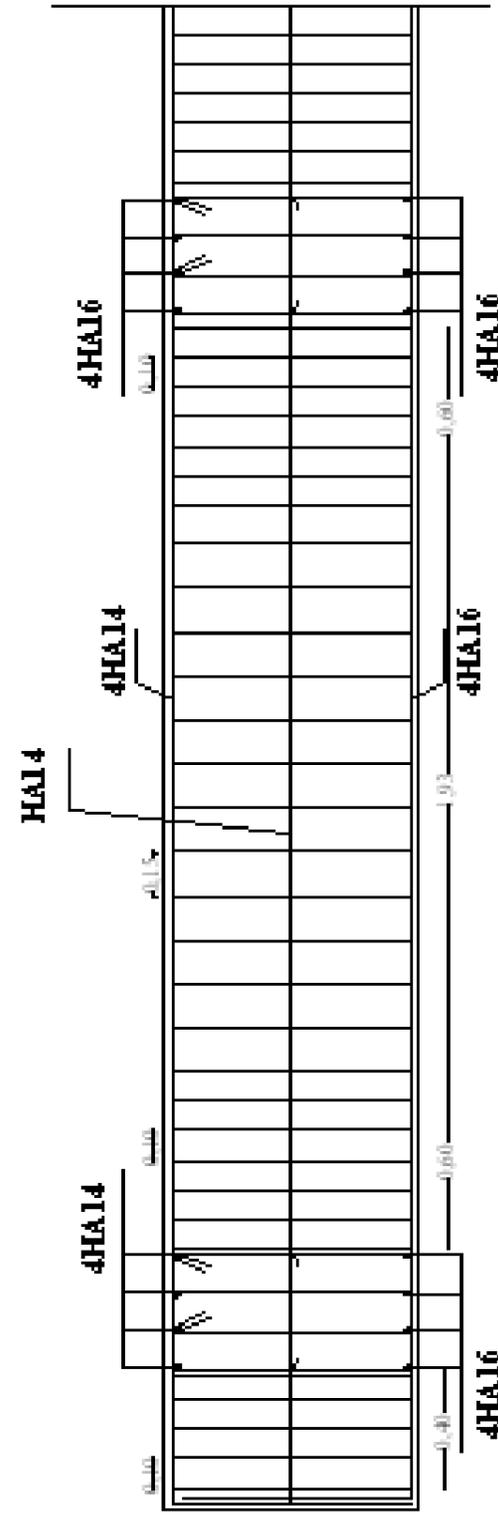
Département de Génie Civil

Encadré par: Mr. MECHICHE

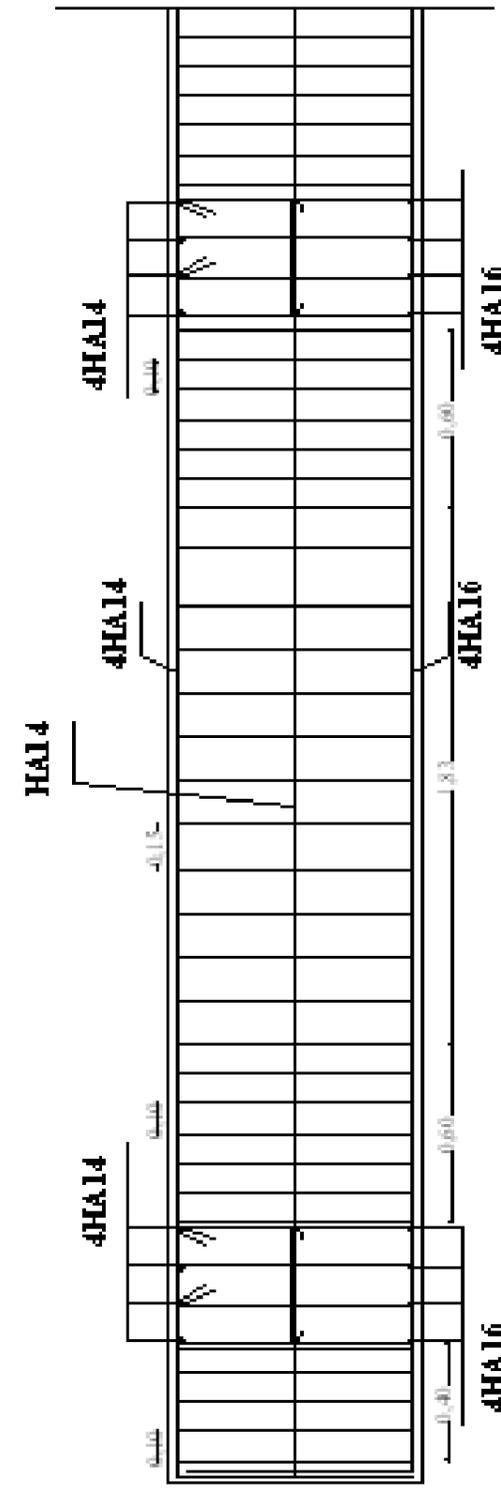
N° : 11

Realisé par:
Mr. Louman Saïd
Me. Louman Née Bouari Karima

Titre :
Ferrailage du radier général



Ferrailage de la nervure sens X-X



Ferrailage de la nervure sens y-y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERRI-Tri Oue ou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par: Mr MECHICHE

N° : 12

Eau de par: Mr Lounes Boud
 Mr Lounes Boud
 Mr Lounes Boud

Titre :
 Ferrailage de la nervure

Chapitre VIII

Etude du mur plaque

VIII -1) Introduction :

Concernant de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu à savoir un mur plaque, pour supporter la totalité, des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le RPA99 prévoit une épaisseur minimale de 15cm, on prendra $e = 25 \text{ cm}$.

VIII - 2) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et doublement appuyé au plancher de S. SOL.

Un joint de 2,5 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

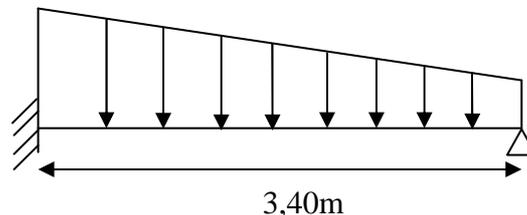


Fig VIII-1) schéma statique d'un mur plaque

VIII -2-a) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

VIII -2-b) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol (sable) :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte admissible de Sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

$\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.

$\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable).

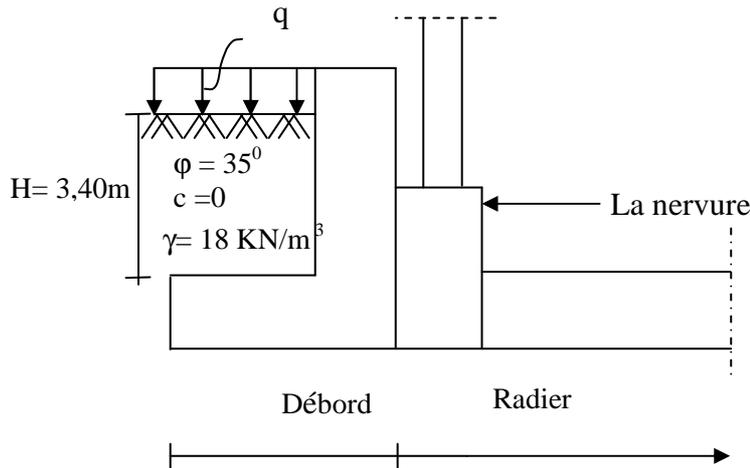


Fig VIII-2) coupe verticale d'un mur plaque

VIII -3-2) Calcul des sollicitations:

$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h)$, $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,43$.
 Avec $0 < h < H$



Fig VIII -3) Diagramme des contraintes

A l'ELS:

$\sigma_h = K_0 (q + \gamma \cdot h)$
 Pour $h=0 \rightarrow \sigma_1 = 4,3 \text{ KN/m}^2$
 Pour $h=3,40 \text{ m} \rightarrow \sigma_2 = 30,61 \text{ KN/m}^2$.

A l'ELU :

$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$
 Pour : $h=0 \rightarrow \sigma_1 = 6,45 \text{ KN/m}^2$
 Pour : $h=3,40 \text{ m} \rightarrow \sigma_2 = 41,97 \text{ KN/m}^2$.

VIII -4) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

ELU : $q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 33,09 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 24,04 \text{ KN/ml}$.

Ferraillage :

1) armatures verticales:

Diagramme des moments et efforts tranchants :

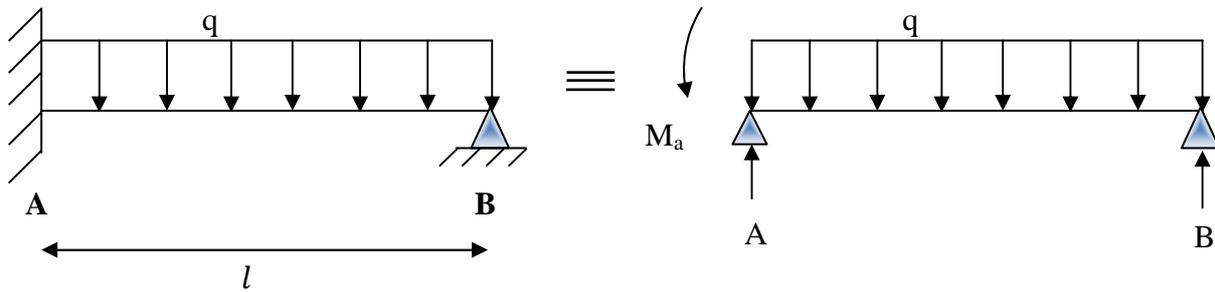
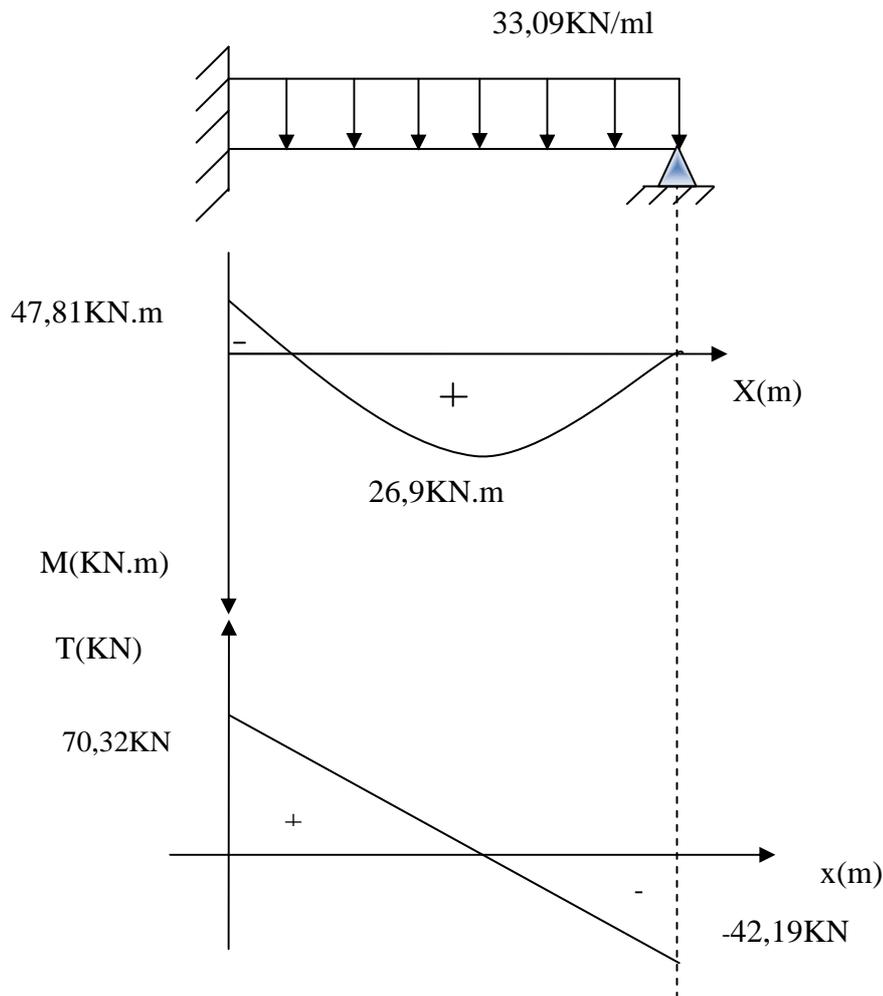


Fig VIII -4) le chargement d'un mur plaque

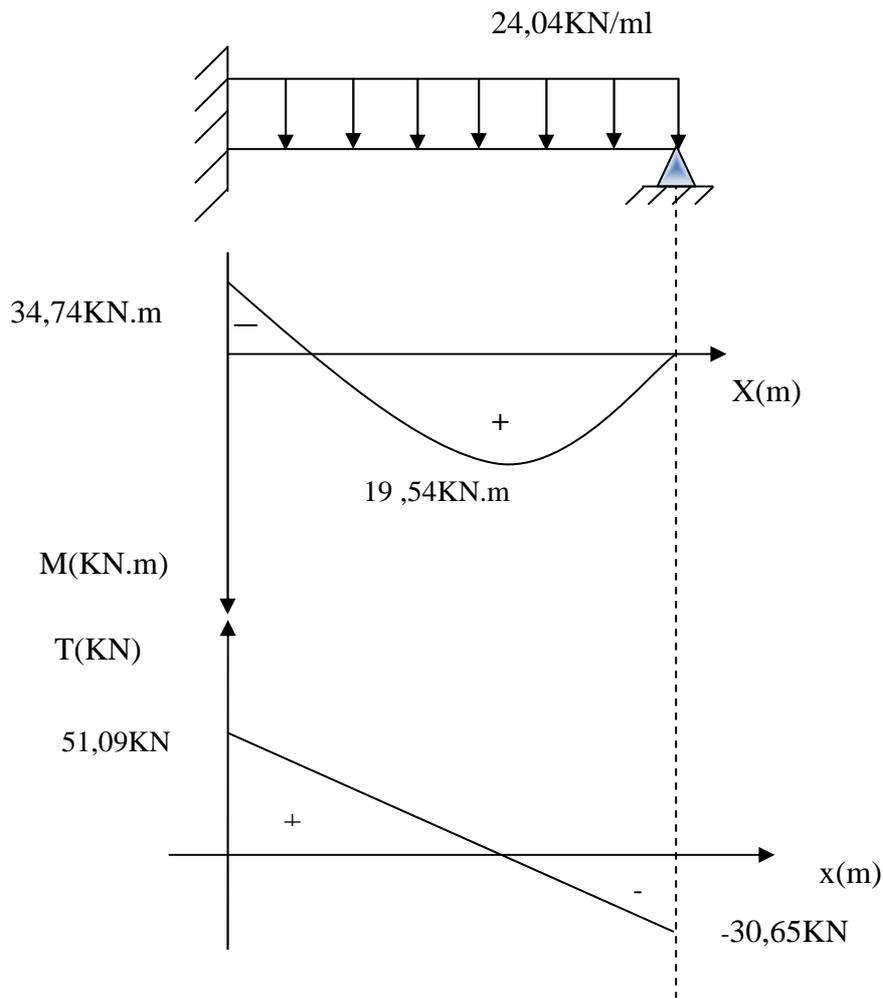
$$M_a = \frac{q \times l^2}{8} ; A = \frac{5}{8}ql , B = \frac{3}{8}ql$$

à l'ELU : $M_a = 47,81 \text{ KN.m}$, $A = 70,32 \text{ KN}$, $B = 42,19 \text{ KN}$.

à l'ELS : $M_a = 34,74 \text{ KN.m}$, $A = 51,09 \text{ KN}$, $B = 30,65 \text{ KN}$.



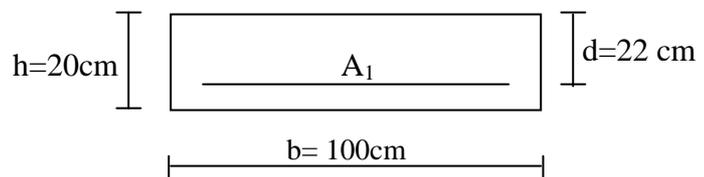
VIII -5) Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU



VIII -6) Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELS

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et au travée

Calcul des sections d'armatures :



VIII -7) une section rectangulaire d'une bande de 1ml

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

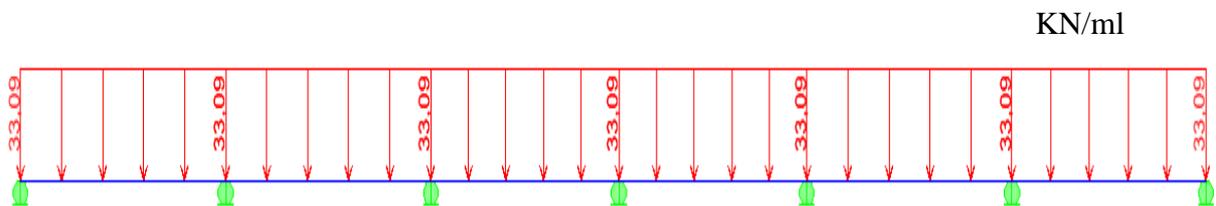
Tab VIII-1) Tableau des résultats :

Zone	M_u (KN.m)	μ_b	β	A_s (cm^2)	A_{dopt} (cm^2)	choix	St (cm)
appuis	47,81	0,07	0,9955	6,27	10,77	7HA14	15
travée	26,90	0,04	0,998	3,52	10,77	7HA14	15

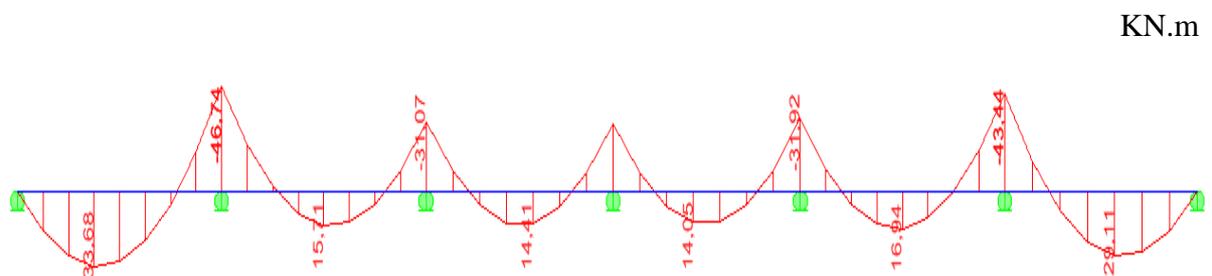
2) armatures horizontales :

On utilise logiciel ETABS on calcul les armatures horizontales.

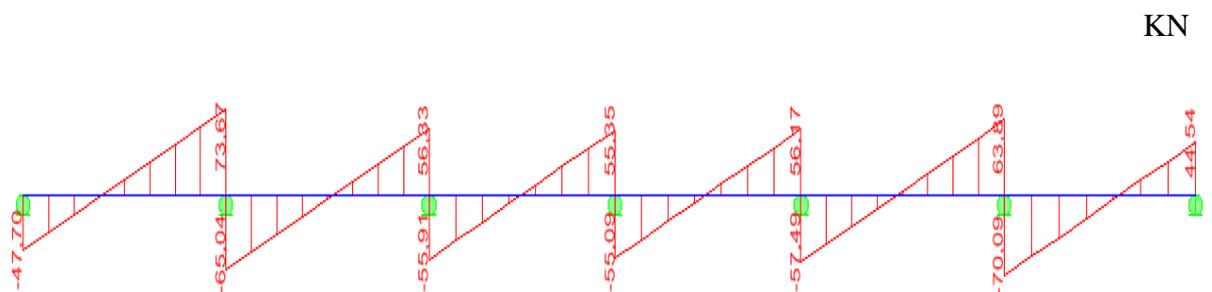
Le ferrailage se fera pour une bande de 1 ml , on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et au travée



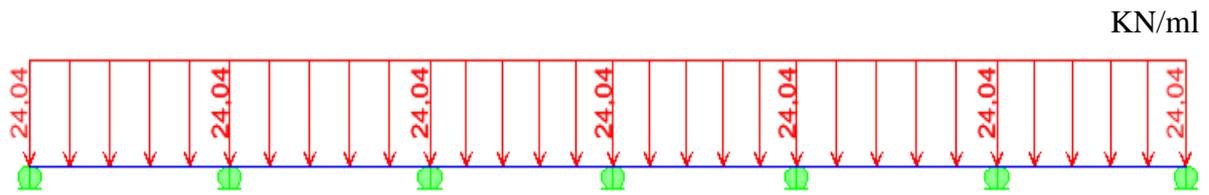
FigVII-6) Le chargement à ELU



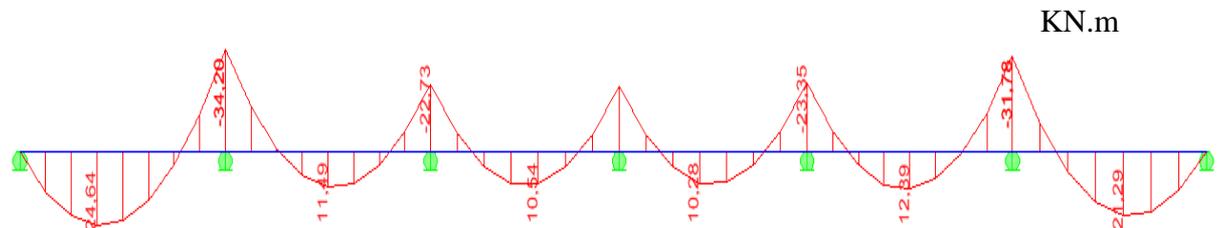
FigVII-7) Diagramme des moments fléchissant (ELU)



FigVII-8) Diagramme des efforts tranchants (ELU)



FigVII-9) Le chargement à ELS



FigVII-15) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

Les résultats obtenus sont résumés comme suit :

Sollicitations maximales :

$$M_{tu \max} = 33,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{au \max} = 46,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 24,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{as \max} = 34,06 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 73,67 \text{ KN.m}$$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tab VIII-2) Le résumé de calcul :

Zone	M_u (KN.m)	μ_b	β	A_s (cm^2)	A_{dopt} (cm^2)	choix	St (cm)
appuis	46,74	0,068	0,965	6,33	10,77	7HA14	15
Travée	33,68	0,049	0,9745	4,51	10,77	7HA14	15

Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales 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

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle par mètre carré de diamètre $\phi 8$.

VIII-5-2) Vérification à l'ELS :**a) L'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \min(3,33, 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{73,67 \times 10}{100 \times 22} = 0,33\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition Verifiee}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_s = 10,77 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,66\text{cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \Rightarrow \text{Condition Verifiee}$$

c) Etat limite de fissuration :

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{n \times f_{ij}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

σ_s : les contraintes dans les aciers.

σ_b : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tab VIII-3) calcul des contraintes sens horizontal :

	A_s (Cm ²)	M_s (kN.m)	ρ	β	K_1	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs
10,77	34,06	0,485	0,895	32,62	4,92	15	160,61	201,63	Ok	10,77
10,77	24,50	0,485	0,895	32,62	3,54	15	115,53	201,63	OK	10,77

Tab VIII-4) calcul des contraintes sens vertical :

	A_s (Cm ²)	M_s (kN.m)	ρ	β	K_I	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs
Appuis	10,77	34,74	0,485	0,895	32,62	5,02	15	163,82	201,63	Ok
Travée	10,77	19,54	0,485	0,895	32,62	2,82	15	92,14	201,63	OK

d) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Pour ce dispenser de la flèche il faut que :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,25}{3,6} = 0,069 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,25}{3,6} = 0,069 < \frac{Mt}{10.M_0} = 0,072 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Une condition n'est pas vérifiée. Donc il faut vérifier la flèche.

Remarque :

Le remblai du mur de soutènement se fera qu'après La réalisation de premier plancher (SOUS-SOL).

➤ Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = bh + 15(A_1 + A_2) \quad \text{Avec } A_2 = 0$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15(10,77 + 0) = 2661,55 \text{ cm}^2$$

➤ Moment statique de la section homogénéisée:

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(A_1C_1 + A_2C_2)$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 10,77 \times 3 = 31734,65 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{31734,65}{2661,55} = 11,92 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 11,92 = 13,08 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_1(V_1 - C_1)^2 + A_2(V_2 - C_2)^2] \quad A_2 = 0$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(11,92^3 + 13,08^3) + 15[10,77(11,92 - 3)^2] = 143903,29 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

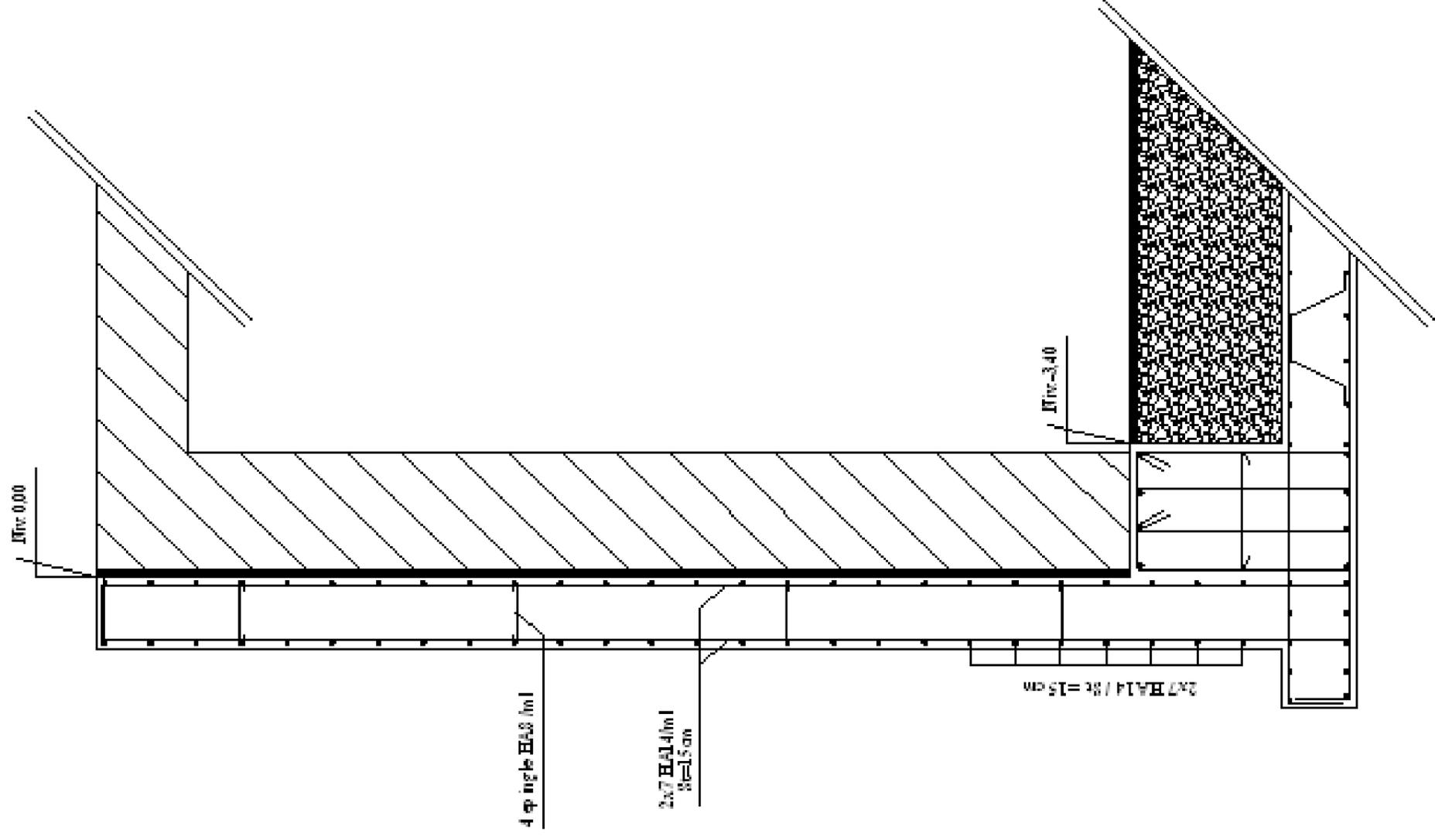
$$F = \frac{5q_s l^4}{384 E_{v28} I_0}$$

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

$$F = \frac{5 \times 24,04 \times (360)^4}{384 \times 10818,87 \times 143903,29 \times 10^3} = 0,34 \text{ cm.}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$F = 0,34 \text{ cm} < \bar{F} = 0,72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMARI-Tizi Ouzou
 Faculté d u Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par: Mr MECHICHE

N° : 13

Etudier par:
 Mr Loumnas Saïd
 Me Loumnas Née Houari Karima

Titre :
 Ferrailage du mur plaque

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 travailler 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

- *Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- *Règles BAEL91 modifié 99*
- *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé*
ALBERT Fuentes.
- *Thèses de l'université Mouloud MAMERI.*